



UCSC

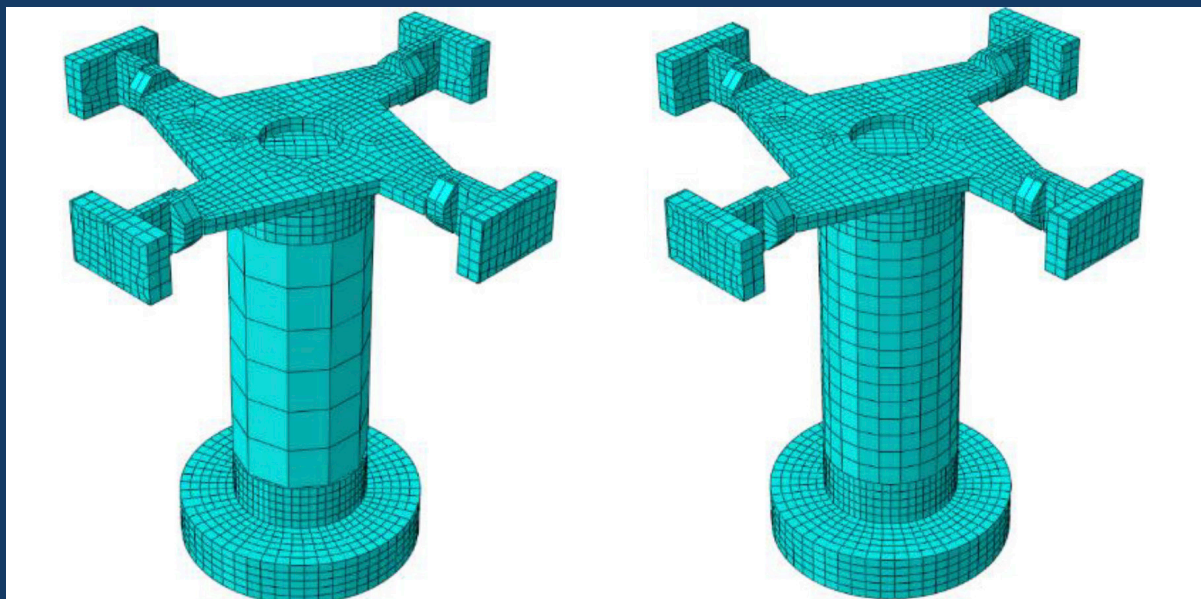
Facultad de
Ingeniería

Universidad Católica de la Santísima Concepción

OBRAS Y PROYECTOS

REVISTA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN



Estimación de la resistencia a la compresión de hormigones a los 28 días utilizando Modelos de Mezclas Gaussianas

Estimation of the compressive strength of concrete at 28 days using Gaussian Mixture Models

R. Guerra

Evaluación técnica de un panel aislante aglomerado basado en semillas de papaya

Technical evaluation of an insulating composite panel based on papaya seeds

F. Ogalde y A. Nazer

Diseño de pavimentos flexibles adicionando confitillo en la mezcla asfáltica en caliente

Flexible pavement design by adding confitillo to the hot asphalt mix

A. D. Muñoz y J.L. Benites

Assessment of strength and stiffness properties of compacted filtered iron ore tailings-Portland cement blends field stack

Evaluación de las propiedades de resistencia y rigidez de mezclas compactadas de relaves de hierro filtrados con cemento Portland apiladas in situ

N. Consoli, A. Khajeh, J. Silva, H. Mansur Chaves, J. Ocampo-Patiño and J. Florez Gálvez

A preliminary study for numerical representation of resonant column experiments in sand

Estudio preliminar de la representación numérica de experimentos de columna resonante en arena

M. Zaid, G. Cascante and D. Basu

Experiencias en el uso del dilatómetro Marchetti para la caracterización y medidas de reparación para deslizamientos en Costa Rica

Experiences in the use of the Marchetti dilatometer in the characterization and countermeasures for landslides in Costa Rica

J.C. Duarte y L. A. Vargas

Estimación del coeficiente de empuje lateral de tierra K_0 y resistencia no drenada residual en suelo residuales a partir de ensayos DMT y CPTu

Estimation of the lateral earth pressure coefficient K_0 and residual undrained shear strength in residual soils from DMT and CPTu tests

G. González, C. Barrueto, J. Campaña, J. González, P. Torres y M. González

Evaluación de la impedancia mecánica de suelos mediante ensayos de penetración dinámica de energía variable

Mechanical impedance evaluation of soils by variable energy dynamic penetration tests

S. López-Retamales, M. Benz-Navarrete, J. Canou, J. Dupla y M. Toro

Main factors affecting the determination of the undrained strength of some Mexican soils by the field vane test

Principales factores que afectan la determinación de la resistencia no drenada de algunos suelos mexicanos mediante el ensayo de veleta in situ

J. Rangel-Núñez, E. Ibarra-Razo and R. Flores-Eslava

Post-failure modelling of Las Palmas tailings dam using the Material Point Method

Modelación del post-colapso del tranque de relaves Las Palmas usando el Método del Punto Materials

L. Lemus, B. Harris, A. Bravo and J. Rodríguez

Comparative study of P2PSand and Mohr-Coulomb constitutive models using FLAC3D for the seismic modeling of a tailings dam in Chile

Estudio comparativo de los modelos constitutivos P2PSand y Mohr-Coulomb utilizando FLAC3D para el modelamiento sísmico de un depósito de relaves en Chile

A. Panes and C. Pastén

The design of shallow foundations on fractured rock

Diseño de fundaciones superficiales en roca fracturada

N. Espinoza, J. Arriagada, L. González and K. Nazer

Guía para publicar en Obras y Proyectos

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

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

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

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

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

Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil

Edición 37, Otoño 2025
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

Director

Dr. Claudio Oyarzo
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Editores adjuntos

Dra. María Teresa Bull
Universidad Católica de la Santísima Concepción
Dr. Diego Caamaño
Universidad Católica de la Santísima Concepción
Dr. Eduardo Núñez
Universidad Católica de la Santísima Concepción
Dra. Catterina Sobenes
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité editorial

Dr. Juan Ayala
Klohn Crippen Berger, Perth, Australia
Dr. Nilo Consoli
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil
Dr. Suched Likitlersuang
Universidad Chulalongkorn, Bangkok, Tailandia
Dr. Óscar Link
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Ángel Monsalve
Universidad de Idaho, Boise, EEUU
Dr. Giang Nguyen
The University of Adelaide, Australia
Dr. Efraín Ovando
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Luis Felipe Prada-Sarmiento
Aarhus University, Dinamarca
Dr. Rafael Ruiz
Universidad de Michigan, Ann Arbor, EEUU
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

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

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.

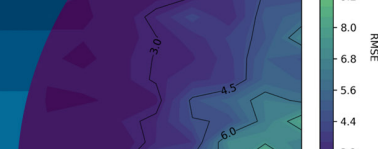
Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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, una vez revisada y aprobada por el editor, la versión final de la revista es publicada.

Contenidos



- 4** Estimación de la resistencia a la compresión de hormigones a los 28 días utilizando Modelos de Mezclas Gaussianas
Estimation of the compressive strength of concrete at 28 days using Gaussian Mixture Models
R. Guerra
- 15** Evaluación técnica de un panel aislante aglomerado basado en semillas de papaya
Technical evaluation of an insulating composite panel based on papaya seeds
F. Ogalde y A. Nazer
- 25** Diseño de pavimentos flexibles adicionando confitillo en la mezcla asfáltica en caliente
Flexible pavement design by adding confitillo to the hot asphalt mix
A. D. Muñoz y J.L. Benites
- 33** Experiencias en el uso del dilatómetro Marchetti para la caracterización y medidas de reparación para deslizamientos en Costa Rica
Experiences in the use of the Marchetti dilatometer in the characterization and countermeasures for landslides in Costa Rica
N. Consoli, A. Khajeh, J. Silva, H. Mansur Chaves, J. Ocampo-Patiño and J. Florez Gálvez
- 41** A preliminary study for numerical representation of resonant column experiments in sand
Estudio preliminar de la representación numérica de experimentos de columna resonante en arena
M. Zaid, G. Cascante and D. Basu
- 52** Experiencias en el uso del dilatómetro Marchetti para la caracterización y medidas de reparación para deslizamientos en Costa Rica
Experiences in the use of the Marchetti dilatometer in the characterization and countermeasures for landslides in Costa Rica
J. C. Duarte y L. A. Vargas
- 61** Estimación del coeficiente de empuje lateral de tierra K_0 y resistencia no drenada residual en suelo residuales a partir de ensayos DMT y CPTu
Estimation of the lateral earth pressure coefficient K_0 and residual undrained shear strength in residual soils from DMT and CPTu tests
G. González, C. Barrueto, J. Campaña, J. González, P. Torres y M. González
- 68** Evaluación de la impedancia mecánica de suelos mediante ensayos de penetración dinámica de energía variable
Mechanical impedance evaluation of soils by variable energy dynamic penetration tests
S. López-Retamales, M. Benz-Navarrete, J. Canou, J. Dupla y M. Toro
- 78** Main factors affecting the determination of the undrained strength of some Mexican soils by the field vane test
Principales factores que afectan la determinación de la resistencia no drenada de algunos suelos mexicanos mediante el ensayo de veleta in situ
J. Rangel-Núñez, E. Ibarra-Razo and R. Flores-Eslava
- 87** Post-failure modelling of Las Palmas tailings dam using the Material Point Method
Modelación del post-colapso del tranque de relaves Las Palmas usando el Método del Punto Material
L. Lemus, B. Harris, A. Bravo and J. Rodríguez
- 98** Comparative study of P2PSand and Mohr-Coulomb constitutive models using FLAC3D for the seismic modeling of a tailings dam in Chile
Estudio comparativo de los modelos constitutivos P2PSand y Mohr-Coulomb utilizando FLAC3D para el modelamiento sísmico de un depósito de relaves en Chile
A. Panes and C. Pastén
- 106** The design of shallow foundations on fractured rock
Diseño de fundaciones superficiales en roca fracturada
N. Espinoza, J. Arriagada, L. González and K. Nazer
- 115** Pedro Hidalgo Oyanedel Ingeniero Civil 1939-2024



Estimación de la resistencia a la compresión de hormigones a los 28 días utilizando Modelos de Mezclas Gaussianas

Estimation of the compressive strength of concrete at 28 days using Gaussian Mixture Models

Fecha de entrega: 4 de octubre 2024

Fecha de aceptación: 6 de enero 2025

Rodrigo Guerra

Universidad de La Serena, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles, La Serena, Chile, rguerra@userena.cl

El objetivo del presente trabajo es estimar la resistencia a la compresión de hormigones a los 28 días utilizando Modelos de Mezclas Gaussianas. Para desarrollar el trabajo se ha utilizado una base de datos de 82 dosificaciones de distintos hormigones y sus curvas madurez-resistencia. Esta base de datos fue poblada con información obtenida desde la literatura y completada con dosificaciones realizadas en laboratorio, las cuales fueron monitoreadas durante 28 días. Con esto, se conformó una base de datos con variables como la razón agua-cemento (A/C), el contenido de cemento y la relación temperatura-resistencia en el tiempo. Se busca estimar el valor de la resistencia a los 28 días de hormigones utilizados en Ingeniería y Construcción, en un rango de resistencias a la compresión entre 15 y 45 MPa. Con ello, se pretende representar numéricamente el comportamiento de la madurez de los hormigones en el tiempo versus el incremento de resistencia a la compresión. El modelo de Regresión de Mezclas Gaussianas GMR permitió estimar la resistencia a la compresión con un error menor a 13.54%.

Palabras clave: madurez del hormigón, resistencia a la compresión, curvas madurez-resistencia, modelos de mezclas Gaussianas

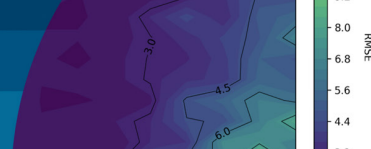
The aim of this work is to estimate the compressive strength of concrete at 28 days using Gaussian Mixture Models. To carry out the work, a database of 82 dosages of different concretes and their maturity-resistance curves have been used. This database was populated with information obtained from the literature and completed with dosages carried out in the laboratory, which were monitored for 28 days. With this, a database was created with variables such as the water-cement ratio (W/C), the cement content and the temperature-resistance relationship over time. The aim is to estimate the 28-day resistance value of concrete used in Engineering and Construction, in a range of compressive strengths between 15 and 45 MPa. This is intended to numerically represent the behaviour of concrete maturity over time versus the increase in compressive strength. The Gaussian mixture regression GMR model allowed the estimation of compressive strength with an error of less than 13.54%.

Keywords: concrete maturity, compressive strength, maturity-resistance curves, Gaussian mixture models

Introducción

El hormigón es uno de los materiales más utilizados en Ingeniería y Construcción y está compuesto principalmente por cemento, agua y áridos (Zhang *et al.*, 2021; Setién *et al.*, 2003). Ocasionalmente, se adicionan a la mezcla otros materiales o aditivos para potenciar alguna de las propiedades del hormigón, con el fin de mejorar el desempeño durante su vida útil (Abellán-García y Pineda-Varón, 2022; Ngandu, 2021). Estos materiales pueden generar cambios en la constitución interna del hormigón

y, por ello, pueden influir en las propiedades tanto físicas como mecánicas (Park *et al.*, 2005). La resistencia a la compresión es una de las propiedades mecánicas más importantes, ya que con ella se asegura durabilidad, impermeabilidad y resistencia a las cargas (Abellán-García, 2021). El hormigón se instala en obra en estado fresco, lo que genera un proceso de fraguado donde el cemento, al hidratarse con el agua, genera un fenómeno exotérmico, lo que aumenta su temperatura por sobre la temperatura del ambiente (Al-Hasani *et al.*, 2023; Croppi y Lazzaroni,



2014). Con ello, comienza un proceso de endurecimiento que evoluciona generando un incremento en su resistencia día a día. Esta resistencia se evalúa mediante ensayos destructivos para estimar la carga de rotura de las probetas cilíndricas de diámetro 15 cm y altura 30 cm. Existen métodos no destructivos para estimar la resistencia de hormigones, pero tienen una importante dispersión de resultados con respecto a los valores reales de resistencia de los hormigones (Buys, 2019). Dentro de los métodos no destructivos destaca el ensayo esclerométrico o Martillo Schmidt, entre otros (NCh3565, 2018; Rudelli y Santilli, 2017).

Otro método de estimación de la resistencia de hormigones es el método de la Madurez. Los estudios de madurez en hormigones comenzaron a fines de la década de los '40 e inicio de los años '50 y estas investigaciones demostraron que existe una relación entre la temperatura de exposición de los hormigones y el tiempo, generando un incremento de la resistencia a la compresión (Nandhini y Karthikeyan, 2021). Se intensificó su investigación en la década de los '70 debido a derrumbes en EEUU de obras de hormigones a edades tempranas, que produjeron pérdidas de vidas humanas. El accidente de Fairfax County (1973) y el de Willow Island (1978) aceleraron las investigaciones y las causas se centraron en los hormigones sometidos a cargas en edades tempranas como 1 a 4 días, en zonas donde la temperatura exterior no superaba los 10°C. Esto dejó como conclusiones que los hormigones en esas condiciones no tenían la resistencia adecuada para absorber las cargas a las cuales fueron sometidos (Miller *et al.*, 2022). Lo anterior, motivó el nacimiento de la primera norma de madurez en el mundo, la que fue desarrollada en EEUU en el año 1987 y corresponde a la norma ASTM C1074 (1987). En Chile, la norma NCh170 (2016) introduce el concepto de madurez en el estudio de hormigones y el año 2018 se aprueba la norma NCh3565 (2018) que define la metodología para determinar la madurez en hormigones.

En Ingeniería y Construcción se ha buscado predecir la resistencia del hormigón a los 28 días con información en edades tempranas y, por ello, muchas de las investigaciones han abordado la determinación de la resistencia a los 28 días basada en la resistencia a los 7 días (Abdelaty, 2014; Rudelli y Santilli, 2017). Adicionalmente, otros estudios han aplicado regresiones y redes neuronales artificiales

para predecir las resistencias del hormigón basado en la razón agua-cemento A/C, el contenido de cemento, las fracciones de áridos, el tipo de cemento, la temperatura de fraguado, entre otras variables (Abellán-García, 2021).

Existen estudios que abordan la estimación de la resistencia del hormigón mediante la madurez, pero pocos trabajos han abordado la implementación de Modelos de Mezclas Gaussianas (GMM por su sigla en inglés “Gaussian mixture models”) en dicha predicción. En la literatura se encuentran estudios asociados al empleo de modelos de mezclas Gaussianas en el área de hormigones como es el caso de Zhang *et al.* (2021) quienes investigaron sobre la construcción de relaciones difusas entre la resistencia a la compresión y las características de la imagen microestructural 3D para la hidratación del cemento, utilizando redes neuronales de función de base radial polinomial basadas en modelos de mezclas Gaussianas. En la misma línea, Chen *et al.* (2023) utilizaron modelos de mezclas Gaussianas para analizar emisiones acústicas para la identificación del tipo de grieta en columnas de hormigón corroídas bajo carga excéntrica. De igual forma, el trabajo de Farhidzadeh *et al.* (2013) para la identificación de daños y clasificación del modo de fisura en estructuras de hormigón armado, y lo desarrollado por Mayakuntla *et al.* (2023) respecto a la clasificación de la gravedad de la corrosión en estructuras de hormigón basada en modelos de mezclas Gaussianas mediante imágenes ultrasónicas, muestran el interés en la aplicación de estas metodologías en el área de la Ingeniería y Construcción.

Materiales y métodos

Modelos de mezclas Gaussianas

Machine Learning es una clase de inteligencia artificial (IA) que se refiere a un conjunto de metodologías que son capaces de detectar automáticamente patrones en los datos experimentales, sin considerar una ecuación determinada, y que luego pueden usarse para desarrollar modelos de pronóstico y así respaldar la toma de decisiones en condiciones inciertas (Sun *et al.*, 2021; Thai, 2022; Mohtasham Moein *et al.*, 2023). Es decir, nos permite hacer predicciones óptimas dada toda la información disponible, aunque esa información pueda ser incompleta o ambigua (Bishop, 2006). Lo más importante es que proporciona a los sistemas informáticos la capacidad de aprender y mejorar

por sí mismos, adaptándose a sus entornos, en lugar de ser programados explícitamente (Thai, 2022; Mohtasham Moein *et al.*, 2023).

Hay tres tipos principales de aprendizaje: supervisado (*supervised*), no supervisado (*unsupervised*) y por refuerzo (*reinforcement*). El aprendizaje descriptivo o no supervisado se asocia con problemas mucho menos definidos, donde el objetivo es descubrir relaciones subyacentes en los datos. Es decir, en el aprendizaje no supervisado, hay un conjunto de ejemplos de aprendizaje en los que sólo se conoce la cantidad de entradas y no hay información disponible sobre la salida correcta (Mohtasham Moein *et al.*, 2023). Entre los algoritmos más utilizados en el aprendizaje no supervisado se encuentran Hidden Markov models, k-means, hierarchical clustering y Gaussian mixture models (Luk *et al.*, 2010; Farhidzadeh *et al.*, 2013; Mayakuntla *et al.*, 2023).

En los últimos años la tendencia es utilizar métodos de Machine Learning para predecir las propiedades mecánicas de materiales de construcción, y en especial del hormigón (Mohtasham Moein *et al.*, 2023). Machine Learning se utiliza en ingeniería estructural en diversos campos como la evaluación del desempeño sísmico, modelado de resistencia a la tracción y resistencia a la compresión, identificación de sistemas estructurales y control de vibraciones, por nombrar algunos (Mohtasham Moein *et al.*, 2023).

La distribución de una variable normal está completamente determinada por dos parámetros, su media (μ) y su desviación estándar (σ). Dicha distribución decrece de forma simétrica a ambos lados en función del valor de la desviación estándar. Para una distribución Gaussiana de una variable x , la función de densidad de probabilidad $F(x)$, para $-\infty \leq x \leq \infty$, es la mostrada en la fórmula (1) (Vidya Sagar, 2018)

$$F(x) = G(x|\mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (1)$$

Si bien la distribución Gaussiana tiene algunas propiedades analíticas relevantes, adolece de limitaciones importantes cuando se trata de modelar algunos conjuntos de datos reales (Bishop, 2006). En la Figura 1 se puede ver que el conjunto de datos reales (línea negra) forma tres grupos dominantes y que una distribución Gaussiana simple no

puede capturar esta estructura, mientras que una superposición lineal de varias Gaussianas (líneas roja, azul y verde) proporciona una mejor caracterización del conjunto de datos reales.

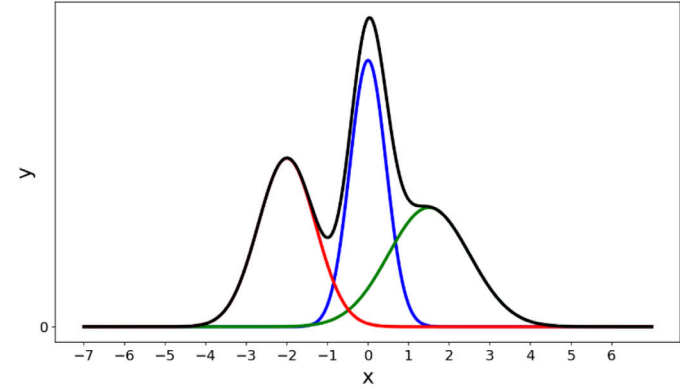


Figura 1: Densidad de probabilidad normal. Aproximación de datos reales (línea negra) con distribución Gaussiana multivariante.

Utilizando un número suficiente de gaussianas y ajustando sus medias y covarianzas, así como los coeficientes en la combinación lineal, casi cualquier densidad continua puede aproximarse con una precisión arbitraria. Por lo tanto, se considera una superposición de K densidades Gaussianas de la forma:

$$p(x) = \sum_{k=1}^K \pi_k N(x|\mu_k, \Sigma_k) \quad (2)$$

Lo anterior, se llama mezcla de Gaussianas $N(x|\mu_k, \Sigma_k)$ y cada distribución Gaussiana se denomina componente de la mezcla y tiene su propia media μ_k y covarianza Σ_k (Bishop, 2006). Los parámetros π_k en la fórmula (2) se denominan coeficientes de mezcla. Si se integra ambos lados de (2) con respecto a x , y se observa que tanto $p(x)$ como las componentes Gaussianas individuales están normalizadas, se obtiene:

$$\sum_{k=1}^K \pi_k = 1 \quad (3)$$

Esto implica que $\pi_k \geq 0$ para todo k , es decir, que $0 \leq \pi_k \leq 1$. En muchas aplicaciones, sus parámetros están determinados por estimadores de máxima verosimilitud, normalmente utilizando el algoritmo EM, por sus siglas en inglés “expectation-maximization” (Bishop, 2006).

Regresión de mezclas Gaussianas

La Regresión de Mezclas Gaussianas (GMR por su sigla en inglés “Gaussian mixture regression”) es un enfoque de regresión que modela distribuciones de probabilidad en lugar de funciones. Por tanto, es posible modelar mapeos multimodales (Fabisch, 2021). Ghahramani y Jordan (1994) propusieron por primera vez la regresión de mezcla Gaussiana mediante el algoritmo EM. Posteriormente, Calinon *et al.* (2007) introdujeron el término regresión de mezcla Gaussiana en el contexto del aprendizaje por imitación para trayectorias de robots y le siguieron muchas publicaciones que utilizan GMR en este dominio como el trabajo de Stulp y Sigaud (2015).

Para la aplicación de GMR primero se entrena una distribución de probabilidad conjunta $p(x,y)$ de la entrada x y la salida y , mediante el algoritmo EM, y luego se calcula la distribución condicional $p(y|x)$ para hacer predicciones. Por tanto, el entrenamiento es el mismo procedimiento que en un modelo de mezcla Gaussiana estándar. Fabisch (2021) destaca que durante la fase de entrenamiento se prepara un modelo de mezcla Gaussiana a través de EM.

$$p(x, y) = \sum_{k=1}^K \pi_k N_k \left(x, y \mid \mu_{xy_k}, \Sigma_{xy_k} \right) \quad (4)$$

Donde $N_k \left(x, y \mid \mu_{xy_k}, \Sigma_{xy_k} \right)$ son distribuciones Gaussianas con media μ_{xy_k} y covarianza Σ_{xy_k} , K es el número de Gaussianas y $\pi_k \in [0,1]$ que suman uno. En la etapa de predicción, la regresión de mezcla Gaussiana se puede utilizar para predecir distribuciones de variables, calculando la distribución condicional $p(y|x)$. La distribución condicional de cada Gaussiano individual es:

$$N \left(x, y \mid \mu_{xy}, \Sigma_{xy} \right) \quad (5)$$

$$\mu_{xy} = \begin{pmatrix} \mu_x \\ \mu_y \end{pmatrix} \quad \Sigma_{xy} = \begin{pmatrix} \Sigma_{xx} & \Sigma_{xy} \\ \Sigma_{yx} & \Sigma_{yy} \end{pmatrix} \quad (6)$$

Esta queda definida por las fórmulas (7) y (8).

$$\mu_{y|x} = \mu_y + \Sigma_{yx} \Sigma_{xx}^{-1} (x - \mu_x) \quad (7)$$

$$\Sigma_{y|x} = \Sigma_{yy} - \Sigma_{yx} \Sigma_{xx}^{-1} \Sigma_{xy} \quad (8)$$

En un modelo de mezcla Gaussiana se calcula la distribución condicional de cada Gaussiano individual y sus anteriores según la fórmula (9).

$$\pi_{y|x_k} = \frac{N_k \left(x \mid \mu_{x_k}, \Sigma_{x_k} \right)}{\sum_{l=1}^K N_l \left(x \mid \mu_{x_l}, \Sigma_{x_l} \right)} \quad (9)$$

Para luego obtener la distribución condicional:

$$p(y|x) = \sum_{k=1}^K \pi_{y|x_k} N_k \left(y \mid \mu_{y|x_k}, \Sigma_{y|x_k} \right) \quad (10)$$

GMR puede ser usado para predecir la distribución de variables, a través del cálculo de la distribución condicional $p(y|x)$ (Fabisch, 2021). Si GMR es usado para predecir valores de y desde valores de x , se denomina regresión o *forward analysis*, y si se requiere predecir valores de x desde valores de y , se denomina *inverse analysis*, esta habilidad predictiva de GMR es muy relevante (Kaneko, 2021).

Relación madurez - resistencia en hormigones

La norma ASTM C1074 (1987) permite al usuario expresar el índice de madurez, ya sea en términos del factor temperatura-tiempo usando la ecuación de Nurse-Saul o en términos de la edad equivalente a una temperatura específica usando la ecuación de Arrhenius (Abdel-Jawad, 2006). En Chile, la norma ha definido el método de Nurse-Saul como la ecuación a aplicar en la determinación de la Madurez en hormigones (NCh3565, 2018). La fórmula (11) está asociada al modelo de madurez de Nurse-Saul.

$$M(t) = \sum_0^t (T - T_0) \cdot \Delta t \quad (11)$$

Donde $M(t)$ es la función de Madurez ($^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$), T es el promedio de la temperatura en cada intervalo de tiempo ($^{\circ}\text{C}$), T_0 es la temperatura Datum ($^{\circ}\text{C}$) y Δt es el intervalo de tiempo (h), que la norma define en 30 min. La temperatura Datum representa la temperatura a la cual el hormigón comienza a ganar resistencia. En Chile, el valor para la temperatura datum recomendado es 0°C para las regiones con temperaturas cálidas la mayoría del año y



de -10°C para regiones del extremo sur o zonas de bajas temperaturas (NCh3565, 2018). La integración del área bajo la curva mostrada en la Figura 2, es la representación gráfica de la madurez de Nurse-Saul.

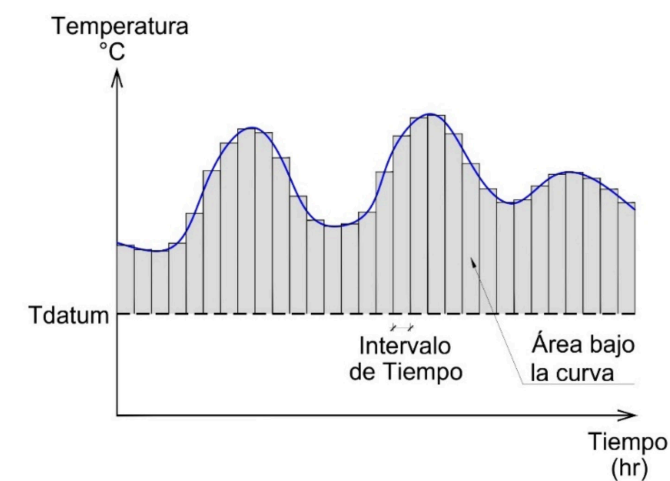


Figura 2: Representación gráfica de la madurez

El seguimiento en el tiempo de la temperatura permite la recolección de la información a través del curado de la probeta, para este estudio la medición se realizó en intervalos de 15 min durante 28 días. La recolección de datos de temperatura se realizó con un sensor DS18B20. El sensor de temperatura DS18B20 se conectó mediante una protoboard a una placa Arduino Uno para la recolección de los datos de temperatura como se muestra en las Figuras 3(a) a 3(c).

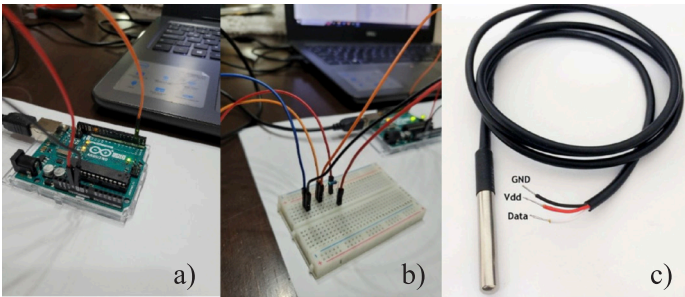


Figura 3: a) y b) Conexión y c) sensor de temperatura DS18b20

Como ejemplo, se presentan los resultados de madurez de un hormigón G-36, es decir con resistencia a los 28 días de 36 MPa, que tiene una razón agua-cemento de 0.46 y la cantidad de cemento es 395 kg/m³. La curva mostrada en la Figura 4 corresponde al hormigón G-36 y está basada en el factor temperatura–tiempo a 1, 3, 5, 7, 14, 21 y 28 días. Esta es la curva de calibración de la relación

madurez–resistencia y de ella se puede estimar el valor de la resistencia en el tiempo, asociándolo al valor de la madurez desarrollada por el hormigón hasta dicho instante de evaluación.

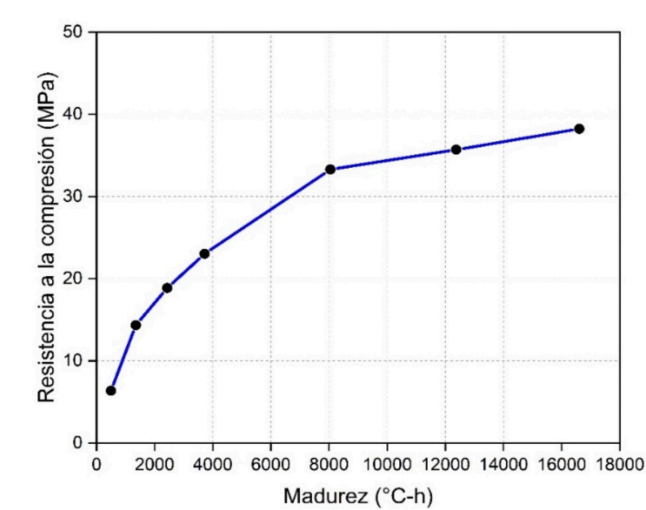


Figura 4: Curva Madurez – Resistencia hormigón de laboratorio

Para la recolección de información en este trabajo se implementó un sistema de adquisición de datos con seis sensores DS18B20 midiendo en paralelo. En la Figura 5 se muestra el sistema de recolección de datos que se debe implementar con la placa Arduino, la protoboard y los seis sensores de temperatura.

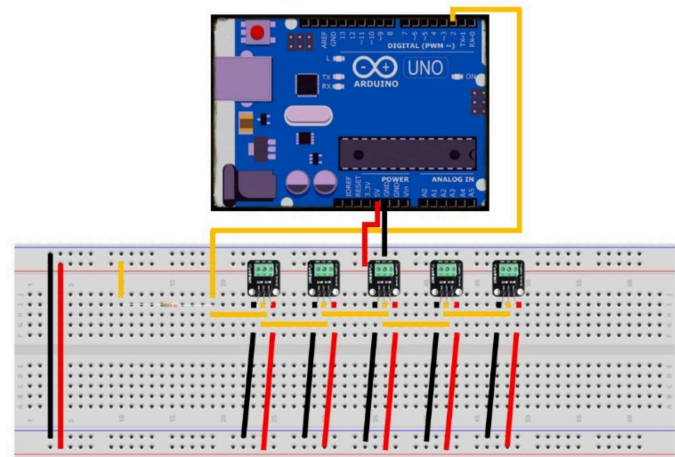


Figura 5: Esquema del circuito Arduino para la recolección de datos

Dataset de trabajo y variables de entrada

Para la generación del dataset de trabajo se ha alimentado esta base de datos desde dos fuentes. Una de ellas

corresponde a la información disponible como fuente abierta en la literatura técnica del área hormigones (41 datos) y la otra fuente de datos son los generados mediante la dosificación de mezclas de laboratorio (41 datos). Los datos recolectados han sido obtenidos de tesis doctorales y de pregrado, artículos en revistas internacionales y trabajos de laboratorios ejecutados en el Departamento de Ingeniería en Obras Civiles de la Universidad de La Serena. Para ello, se ha recopilado información asociada a la curva característica de hormigones que relaciona Madurez y Resistencia a la compresión y datos relevantes sobre sus dosificaciones como cantidad de cemento, razón agua – cemento, entre otros parámetros.

Los datos generados en laboratorio responden a dosificaciones de hormigones de prueba donde se modificaron gradualmente las cantidades de materiales constituyentes del hormigón. Esto permitió controlar las cantidades de cada componente del hormigón y sus temperaturas de curado. Sin embargo, algunas de las características de los componentes se han mantenido constantes como es el tipo de árido y el tipo de cemento. Para ello, se ha variado la cantidad de cemento de 302 a 445 kg/m³ y por consecuencia la razón agua –cemento varía de 0.40 a 0.60. En las Figuras 6(a) a 6(c) se puede ver la confección y curado de probetas cilíndricas de hormigón en laboratorio.

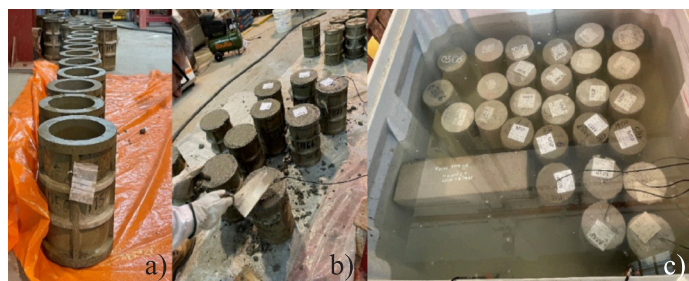


Figura 6: a) Moldes, b) fabricación y c) curado de probetas cilíndricas de hormigón

Estos hormigones fueron curados con muestras en piscina a temperaturas cercanas a los 23°C durante los 28 días y otro set de probetas gemelas fue curado a temperatura ambiente, lo que en Chile corresponde aproximadamente a 15°C en la ciudad de La Serena, entre los meses de mayo a agosto en que se realizó este estudio. Para cada una de las dosificaciones se tomaron probetas cilíndricas, las cuales

fueron ensayadas a compresión a los 7 días, la que será considerada como variable de entrada en el modelo, y a los 28 días, la que será considerada como la resistencia o valor target. Se elaboró una probeta adicional para insertar el sensor de temperatura y así registrar la temperatura durante los 28 días en intervalos de 15 min. Lo anterior, permitió tomar datos para conformar la curva Madurez – Resistencia.

Es posible encontrar en la literatura distintos autores que han trabajado en la predicción de valores de la resistencia a los 28 días, mediante Machine Learning, empleando distintas variables de entrada y métodos como Redes Neuronales, entre otros (Abellán-García, 2021; Ngandu, 2021; Abellán-García y Pineda-Varón, 2022).

Se ha tenido en consideración variables inputs del modelo alimentadas por la cantidad de cemento, razón agua cemento, madurez a los 3 y 7 días, la temperatura media de curado y la resistencia a la compresión a los 7 días. La variable output o target es la resistencia a la compresión a los 28 días. Los datos se han tabulado de forma de facilitar su entendimiento y se muestran sólo algunas de sus filas en la Tabla 1.

Tabla 1: Dataset utilizado en el estudio

A/C	Cemento, kg	Madurez 3 días, °C-h	Madurez 7 días, °C-h	Resistencia 7 días, MPa	T media curado, °C	Resistencia 28 días, MPa
0.41	390	2013	4509	16.96	29.798	29.13
0.47	336	2564	6539	31.70	41.624	37.20
0.45	320	1129	3178	26.60	20.385	43.20
...	...	...	...	...	...	...
0.57	395	1137.29	3640.40	13.01	21.145	24.14
0.59	395	1035.65	2065.63	9.37	12.389	18.52
0.59	395	1230.46	3847.75	11.22	22.372	22.58

Para considerar la madurez a los 28 días se ha introducido un valor medio de la temperatura de curado (T_{meq}), que resulta al dividir la madurez a los 28 días por 672 horas totales. En la Figura 7 es posible ver la evolución de la temperatura durante el curado para un hormigón con A/C igual a 0.46, lo que permite calcular T_{meq} igual a 24.716°C.

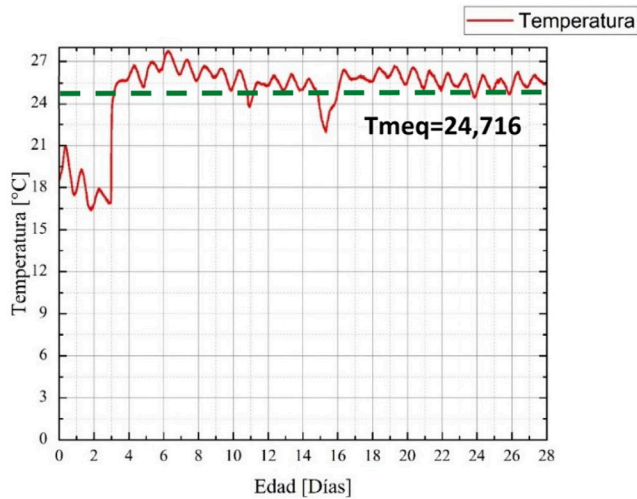


Figura 7: Curva temperatura-tiempo para una probeta de hormigón de laboratorio, A/C = 0.46

El dataset compuesto por 6 inputs y 1 output se ha dividido en un arreglo de entrenamiento y otro de testeo. Además, las distintas variables han sido estandarizadas para obtener distribuciones con una media igual a cero y una desviación estándar igual a 1.

Generación y evaluación del modelo GMR con Python

Python es un lenguaje muy utilizado en el trabajo de modelos de mezclas Gaussianas y Regresiones de Mezclas Gaussianas GMR (Fabisch, 2021; Kaneko, 2021, 2022). Los trabajos en esta línea han permitido simplificar la generación de regresiones multivariantes utilizando mezclas Gaussianas, creando librerías muy completas que permiten su utilización como complementos de las librerías Python scikit-learn.

Fabisch (2021) presenta la librería *gmr* aplicable a regresión multivariante y entrega el fundamento teórico del análisis asociado. Esta información está disponible en <https://github.com/AlexanderFabisch/gmr>. En la misma línea, Kaneko (2021) introduce la librería *dcekit* y otros materiales complementarios disponibles en <https://github.com/hkaneko1985/dcekit>.

El modelo GMR generado en este trabajo considera el código Python, librería *dcekit*, el formato de impresión de gráficas y la determinación de estadígrafos como R^2 , $RMSE$ y MAE ; se han realizado algunas modificaciones

de idioma y formato, con el fin de realizar la regresión de mezclas Gaussianas (Kaneko, 2021).

Indicadores estadísticos

La evaluación del desempeño del modelo GMR se realizó a través del estudio de tres indicadores estadísticos o estadígrafos. Para ello se utilizó el error absoluto medio (MAE), la raíz del error cuadrático medio ($RMSE$) y el coeficiente de determinación múltiple (R^2). Estos indicadores estadísticos se muestran en las fórmulas (12) a (14).

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (|y_{est} - y_{target}|) \quad (12)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (|y_{est} - y_{target}|)^2} \quad (13)$$

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_{est} - y_{target})^2}{\sum_{i=1}^n y_{target}^2} \quad (14)$$

Donde n es el número de datos, y_{est} corresponde a los valores de resistencia estimados o predichos por el modelo GMR e y_{target} son los valores reales de resistencia determinados mediante ensayos de laboratorio a los 28 días.

El indicador estadístico MAE se calcula como las diferencias absolutas entre los valores target y los valores estimados por el modelo GMR. El $RMSE$ se determina como la raíz cuadrada del error residual promedio mediante la comparación de los valores estimados por el modelo con los valores target. Este error cuadrático medio se determina en las mismas unidades de la variable target, es decir, en MPa en nuestro caso. En general, un valor de MAE y $RMSE$ cercano a 0 demuestran un buen ajuste del modelo. Sin embargo, el $RMSE$ proporciona más peso a los datos de mayor magnitud (Abellán-García y Pineda-Varón, 2022). R^2 se define como la proporción de la varianza total de la variable explicada por la regresión. Las estadísticas de R^2 dependen de las relaciones lineales entre los valores estimados por el modelo y los valores target y, en ocasiones, pueden proporcionar resultados sesgados

cuando esta relación no es lineal o cuando los valores contienen muchos valores atípicos (Abellán-García, 2021). Un valor de R^2 cercano a la unidad, permite comprobar que el desempeño del modelo es adecuado. Un uso combinado de los indicadores estadísticos puede proporcionar una estimación objetiva de la capacidad de predicción del modelo (Abellán-García y Pineda-Varón, 2022; Abellán-García, 2021).

• Análisis *k-folds* cross validation

En este trabajo existe un número reducido de observaciones (82 datos) y, por ello, el conjunto de validación o testeo terminaría siendo muy pequeño para la validación del modelo GMR. Por lo tanto, los indicadores estadísticos de validación pueden cambiar significativamente dependiendo de los datos que fueron seleccionados para la validación y los que fueron seleccionados para el entrenamiento (Abellán-García, 2021). Esto podría llevar a una evaluación poco confiable del modelo GMR. Por el contrario, se podrían elegir valores para k que generen sobreentrenamiento del modelo, logrando que los datos se adapten perfectamente en el entrenamiento y con ello el modelo estaría perdiendo su capacidad de generalización (Acuña *et al.*, 2014).

Una solución utilizada para evitar esta situación consiste en aplicar *k-folds* cross validation, cuyo esquema se muestra en la Figura 8 para un valor de $k = 5$ como ejemplo. Este procedimiento se basa en dividir los datos disponibles en k particiones, crear k modelos idénticos y entrenar a cada uno de ellos en $k - 1$ particiones mientras se evalúa con la partición restante. El indicador estadístico de validación para el modelo considerado es entonces el promedio de

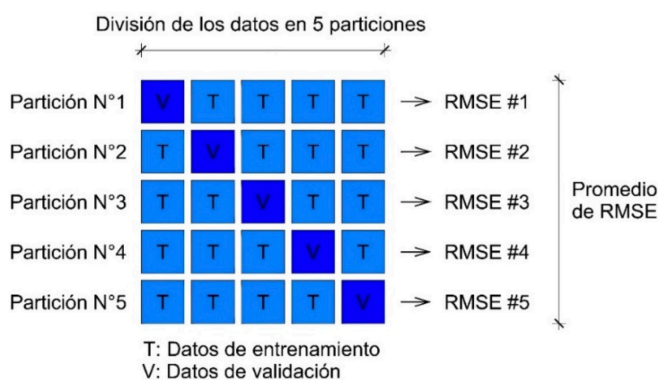


Figura 8: Esquema de aplicación validación cruzada tipo *k-fold* para $k = 5$ (Abellán-García, 2021)

los k indicadores estadísticos de validación obtenidos (Abellán-García y Pineda-Varón, 2022).

Resultados y discusión

Análisis de sensibilidad *k-folds* cross validation

Para validar los parámetros elegidos en la generación del modelo GMR óptimo, se ha realizado un análisis de sensibilidad entre el número de componentes que forman el modelo de regresión de mezclas Gaussianas y el número de *k-folds* para la validación cruzada. Para ello, se generaron distintos modelos para los valores del número de componentes GMR y *k-fold*. Este análisis de sensibilidad de los indicadores estadísticos se basó principalmente en los valores obtenidos para *RMSE* y R^2 considerando un número de componentes Gaussianas que va entre 2 y 10 y valores para *k-folds* entre 2 y 15. Los resultados obtenidos del análisis de sensibilidad para el grupo de testeo se muestran en la Figura 9.

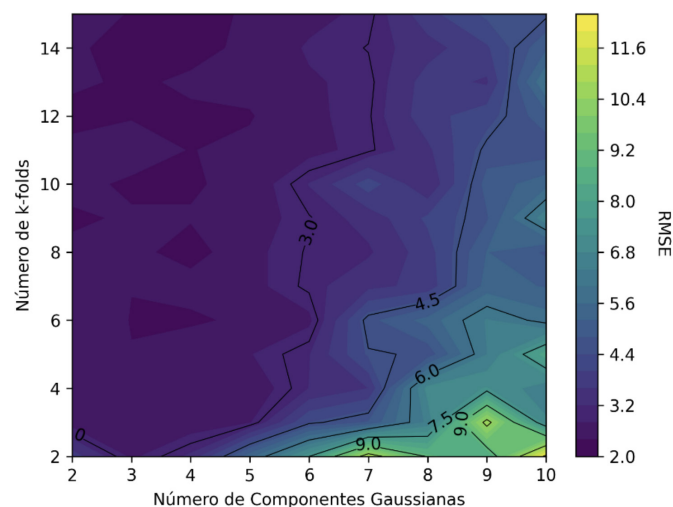


Figura 9: Análisis de sensibilidad *RMSE*

El análisis de sensibilidad nos permitió definir que el desempeño óptimo del modelo GMR se logra con 10 particiones o *k-fold* = 10, lo que representa una división de 90% de datos train y un 10% de datos test. En cuanto al número de componentes, los mejores resultados para *RMSE* y R^2 se obtienen para 3 componentes Gaussianas.

Para un número de componentes mayores a 3 se produce un aumento sostenido del valor de R^2 en los datos de entrenamiento, lo que indica un buen ajuste de los datos, pero al mismo tiempo se puede ver, en la Figura 9, un aumento del valor de *RMSE*, lo que muestra un sobreentrenamiento

u overtraining del modelo, empeorando el desempeño de los datos test.

Resultados de la aplicación del modelo GMR a la predicción de resistencias

En esta sección se muestran los resultados obtenidos con la base de datos dividida en 90% de datos train y 10% de datos test y se han considerado 3 componentes Gaussianas. Se ha agregado el coeficiente de determinación R^2 y los errores $RMSE$ y MAE obtenidos para el caso train y el caso test. En la Figura 10, se muestra el desempeño del modelo GMR de los datos train y en la Figura 11 se muestra el desempeño de los datos test. En las siguientes gráficas, las líneas de color verde delimitan un error de 10% y las líneas azules delimitan un 15% de error en las predicciones.

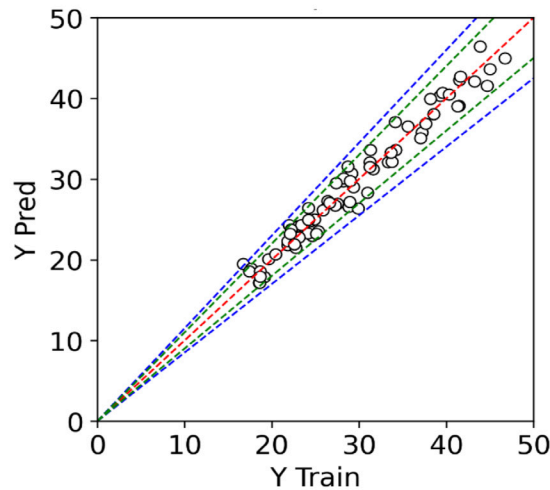


Figura 10: Correlación entre datos de entrenamiento (train) y valores estimados (pred)

El ajuste de los datos de entrenamiento reporta un valor de R^2 igual a 0.964. El valor de $RMSE$ es 1.503 MPa y el valor de MAE es 1.251. Se muestra en la Figura 11 los resultados de la aplicación del modelo entrenado previamente para los datos de testeo.

Estos datos de testeo nos permiten determinar un valor de R^2 de 0.905. El valor de $RMSE$ es 1.883 MPa y el valor de MAE es 1.571. Lo anterior, permite observar el adecuado desempeño del modelo GMR entrenado y aplicado a los datos de testeo. En la Tabla 2 se entregan los resultados obtenidos para los datos train y datos test. El modelo ha demostrado un adecuado desempeño para predecir el valor de la resistencia a la compresión a los 28 días, con un error que no supera el 13.54% y principalmente menor a 8.66%.

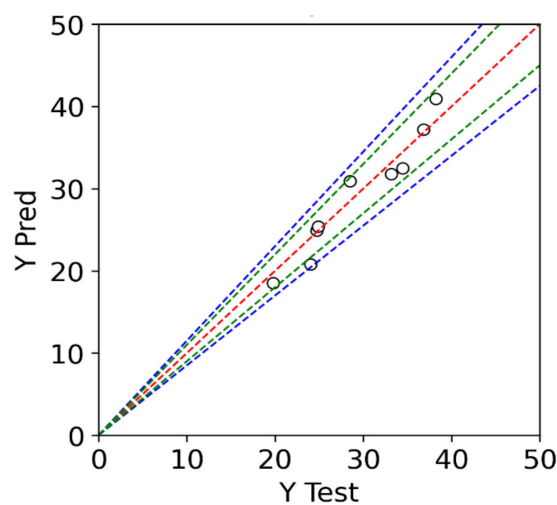


Figura 11: Correlación entre datos de testeo (test) y valores estimados (pred)

Tabla 2: Resultados indicadores estadísticos para datos train o test

Datos	R^2	$RMSE$	MAE
Train	0.964	1.503	1.251
Test	0.905	1.883	1.571

Al comparar los valores estimados mediante el modelo GMR y los valores obtenidos en laboratorio, es posible evaluar el nivel de ajuste de la propuesta y establecer la pertinencia del modelo de predicción.

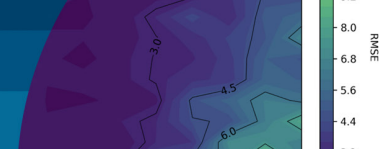
Conclusiones

Este trabajo propone un modelo basado en Regresión de Mezclas Gaussianas GMR para predecir la resistencia a la compresión a los 28 días para hormigones en un rango entre 15 y 45 MPa. Para evitar el sobreentrenamiento del modelo se utilizó *k-folds cross validation* y se realizó un análisis de sensibilidad que permitió definir la mejor configuración de partición de entrenamiento con 90% de los datos y testeo con 10% de los datos. Al mismo tiempo se determinó el número de 3 componentes Gaussianas como óptimo. Los resultados combinados de los estadígrafos MAE , $RMSE$ y R^2 proporcionaron información que permitió confirmar la calidad del modelo GMR. El ajuste que se logró en los datos de entrenamiento definió un valor para R^2 de 0.964 y en el caso de los datos de testeo se obtuvo un valor de R^2 de 0.905, $RMSE$ de 1.883 MPa y MAE de 1.571. La Regresión de Mezclas Gaussianas permite hacer una

predicción adecuada de las resistencias a la compresión en hormigones con una precisión que define un error menor a 13.54%. El modelo GMR propuesto puede ser útil en la toma de decisiones para el desarrollo de dosificaciones de hormigón, incorporando condiciones como tipo de curado, temperaturas previstas en el proceso y las cantidades de los componentes del hormigón como son el agua y el cemento para una estimación preliminar.

Referencias

- Abdelaty, M. abd allah. (2014). Compressive strength prediction of Portland cement concrete with age using a new model. *HBRC Journal* 10(2), 145–155. <https://doi.org/10.1016/j.hbrej.2013.09.005>
- Abdel-Jawad, Y.A. (2006). The maturity method: Modifications to improve estimation of concrete strength at later ages. *Construction and Building Materials* 20(10), 893–900. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.06.022>
- Abellán-García, J. and Pineda-Varon, F.A. (2022). Neural network-based model to predict compressive strength of concrete incorporating supplementary cementitious materials and recycled aggregates. *Revista Matéria* 27(2). <https://doi.org/10.1590/s1517-707620220002.1318>
- Abellán-García, J. (2021). Predicción basada en redes neuronales de la resistencia a compresión a los 7 días de los UHPC incorporando SCM. *Revista Matéria* 26(4). <https://doi.org/10.1590/s1517-707620210004.1380>
- Acuña, L., Torre, A.V., Moromi, I. y García, F. (2014). Uso de las redes neuronales artificiales en el modelado del ensayo de resistencia a compresión de concreto de construcción según la norma ASTM C39/C 39M. *Información Tecnológica* 25(4), 3–12. <https://doi.org/10.4067/S0718-07642014000400002>
- Al-Hasani, L.E., Perez, G., Herndon, H.N., Park, J., Poole, J.L., Tien, I., Washburn, N.R., Cho, Y.K., Gentry, T.R. and Kurtis, K.E. (2023). Prediction of heat of hydration of cementitious systems using Gaussian process regression enables mass concrete thermal modeling. *Materials and Structures* 56:45, <https://doi.org/10.1617/s11527-023-02134-8>
- ASTM C1074 (1987). Standard practice for estimating concrete strength by the maturity method. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- Bishop, C. (2006). *Pattern recognition and Machine Learning*. Springer New York, USA. <https://doi.org/10.53759/7669/jmc202404020>
- Buys, C.E. (2019). *Investigation of a practical application of the maturity method to estimate the early- age strength of concrete*. MEng thesis, Stellenbosch University, South Africa
- Calinon, S., Guenter, F. and Billard, A. (2007). On learning, representing, and generalizing a task in a humanoid robot. *IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics, Part B (Cybernetics)* 37(2), 286–298. <https://doi.org/10.1109/TSMCB.2006.886952>
- Chen, Z., Zhang, G., He, R., Tian, Z., Fu, C. and Jin, X. (2023). Acoustic emission analysis of crack type identification of corroded concrete columns under eccentric loading: A comparative analysis of RA-AF method and Gaussian mixture model. *Case Studies in Construction Materials* 18, e02021. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02021>
- Croppi, J.I. y Lazzaroni, M.C. (2014). Modelo de elementos finitos para el análisis térmico de estructuras hormigonadas por etapas. *Obras y Proyectos* 16, 51-58. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-28132014000200004>
- Fabisch, A. (2021). gmr: Gaussian Mixture Regression. *Journal of Open Source Software* 6(62), 3054. <https://doi.org/10.21105/joss.03054>
- Farhidzadeh, A., Salamone, S. and Singla, P. (2013). A probabilistic approach for damage identification and crack mode classification in reinforced concrete structures. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures* 24(14), 1722–1735. <https://doi.org/10.1177/1045389X13484101>
- Ghahramani, Z. and Jordan, M. (1994). Supervised learning from incomplete data via an EM approach. In J. Cowan, G. Tesauro, J. Alspector (eds.), *Advances in Neural Information Processing Systems* 6, 120–127
- Kaneko, H. (2021). Extended Gaussian mixture regression for forward and inverse analysis. *Chemometrics and Intelligent Laboratory Systems* 213, 104325. <https://doi.org/10.1016/j.chemolab.2021.104325>
- Kaneko, H. (2022). True Gaussian mixture regression and genetic algorithm-based optimization with constraints for direct inverse analysis. *Science and Technology of Advanced Materials: Methods* 2(1), 14–22. <https://doi.org/10.1080/27660400.2021.2024101>



- Luk, B.L., Liu, K.P., Tong, F. and Man, K.F. (2010). Impact-acoustics inspection of tile-wall bonding integrity via wavelet transform and hidden Markov models. *Journal of Sound and Vibration* **329**(10), 1954–1967. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2009.11.038>
- Mayakuntla, P.K., Ganguli, A. and Smyl, D. (2023). Gaussian mixture model-based classification of corrosion severity in concrete structures using ultrasonic imaging. *Journal of Nondestructive Evaluation* **42**(2), 1–20. <https://doi.org/10.1007/s10921-023-00939-9>
- Miller, D., Ho, N.M. and Talebian, N. (2022). Monitoring of in-place strength in concrete structures using maturity method – An overview. *Structures* **44**, 1081–1104. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.08.077>
- Mohtasham Moein, M., Saradar, A., Rahmati, K., Ghasemzadeh Mousavinejad, S.H., Bristow, J., Aramali, V. and Karakouzian, M. (2023). Predictive models for concrete properties using machine learning and deep learning approaches: A review. *Journal of Building Engineering* **63**, 105444. <https://doi.org/10.1016/j.job.2022.105444>
- Nandhini, K. and Karthikeyan, J. (2021). The early-age prediction of concrete strength using maturity models: a review. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation* **6**:7. <https://doi.org/10.1007/s41024-020-00102-1>
- NCh3565 (2018). Hormigón - Estimación de la resistencia mecánica- Método de la madurez. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- NCh170 (2016). Hormigón - Requisitos generales. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- Ngandu, C. N. (2021). Prediction of compressive strengths for rice husks ash incorporated concrete, using neural network and reviews. *Iteckne* **18**(2), 99–107. <https://doi.org/10.15332/iteckne>
- Park, K.B., Noguchi, T. and Plawsky, J. (2005). Modeling of hydration reactions using neural networks to predict the average properties of cement paste. *Cement and Concrete Research* **35**(9), 1676–1684. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.08.004>
- Rudeli, N. y Santilli, A. (2017). Medición de resistencia a tempranas edades del hormigón: método que mejor se ajusta para la determinación de tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales de hormigón. *Obras y Proyectos* **22**, 6-16. <https://dx.doi.org/10.4067/S0718-28132017000200006>
- Setién, J., Carrascal, I.A., Figueroa, J.F. y Polanco, J.A. (2003). Aplicación de una red neuronal artificial a la dosificación de hormigones premezclados. *Materiales de Construcción* **53**(270), 221–224
- Stulp, F. and Sigaud, O. (2015). Many regression algorithms, one unified model: A review. *Neural Networks* **69**, 60–79. <https://doi.org/10.1016/j.neunet.2015.05.005>
- Sun, H., Burton, H.V. and Huang, H. (2021). Machine learning applications for building structural design and performance assessment: State-of-the-art review. *Journal of Building Engineering* **33**, 101816. <https://doi.org/10.1016/j.job.2020.101816>
- Thai, H.T. (2022). Machine learning for structural engineering: A state-of-the-art review. *Structures* **38**, 448–491. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.003>
- Vidya Sagar, R. (2018). Verification of the applicability of the Gaussian mixture modelling for damage identification in reinforced concrete structures using acoustic emission testing. *Journal of Civil Structural Health Monitoring* **8**(3), 395–415. <https://doi.org/10.1007/s13349-018-0284-5>
- Zhang, L., Oh, S.K., Pedrycz, W., Yang, B. and Han, Y. (2021). Building fuzzy relationships between compressive strength and 3D microstructural image features for cement hydration using Gaussian mixture model-based polynomial radial basis function neural networks. *Applied Soft Computing* **112**, 107766. <https://doi.org/10.1016/j.asoc.2021.107766>



Evaluación técnica de un panel aislante aglomerado basado en semillas de papaya

Technical evaluation of an insulating composite panel based on papaya seeds

Fecha de entrega: 7 de diciembre 2024

Fecha de aceptación: 28 de abril 2025

Franklin Ogalde y Amin Nazer

Universidad de la Serena, Departamento de Ingeniería en Construcción, Campus Ignacio Domeyko, Benavente 980, La Serena, Chile, franklineduardo.ogalde@userena.cl, amin.nazerv@userena.cl (Orcid: 0000-0002-0176-2344)

El crecimiento demográfico impulsa la producción agroindustrial, generando una gran cantidad de residuos orgánicos que comprometen los ecosistemas. Entre estos residuos, la semilla de papaya surge como un recurso muy interesante para fabricar paneles aglomerados, ofreciendo una alternativa a los paneles de madera y reduciendo la explotación de recursos forestales. Este estudio evalúa algunas propiedades físicas y mecánicas de muestras prismáticas de semillas de papaya combinadas con agua y un adhesivo comercial, además de fabricar y probar un prototipo de panel estructural aislado (SIP). Los resultados indican que, a pesar de su alta absorción e hinchamiento, las muestras con 55% de adhesivo y pre-humectadas mostraron mayor resistencia a la flexión y compresión. Así, los paneles de semillas de papaya podrían reutilizar este residuo de manera sostenible, reduciendo el impacto ambiental y valorizando un residuo agroindustrial.

Palabras clave: semillas de papaya, residuo agrícola, aglomerado, construcción

The demographic growth drives agro-industrial production, generating a large amount of organic waste that compromises ecosystems. Among these residues, papaya seeds emerge as a highly interesting resource for manufacturing particleboard panels, offering an alternative to wooden panels and reducing the exploitation of forest resources. This study evaluates some physical and mechanical properties of prismatic samples made from papaya seeds combined with water and a commercial adhesive, in addition to manufacturing and testing a prototype of a structural insulated panel (SIP). The results indicate that, despite their high absorption and swelling, samples with 55% adhesive and pre-moistening showed greater flexural and compressive strength. Thus, papaya seed panels could sustainably reuse this waste, reducing environmental impact and adding value to an agro-industrial residue.

Keywords: papaya seeds, agricultural waste, particleboard, construction

Introducción

Los residuos orgánicos, incluyendo el desperdicio alimentario, representan el 44% de la generación mundial de desechos sólidos (Kaza *et al.*, 2018). Estos residuos, generados por diversas industrias y actividades humanas, constituyen una fuente abundante y renovable de materia prima que, mediante un adecuado procesamiento y tratamiento, pueden transformarse en productos de valor agregado para su reutilización en la construcción. El aumento de la población a nivel mundial conlleva a un incremento en la producción agroindustrial, lo que genera una mayor cantidad de desechos. Estos normalmente son enviados a vertederos, cuya acumulación causa impactos negativos al medio ambiente, ya que pueden contaminar

el suelo debido a los procesos de descomposición y generación de emisiones de gases de efecto invernadero.

Con el objetivo de reciclar residuos agrícolas y orgánicos para desarrollar materiales alternativos que respondan a la alta demanda de madera, se han intensificado los estudios dirigidos a optimizar el aprovechamiento de estos residuos para transformarlos en materia prima. Diversas investigaciones han logrado desarrollar sustitutos para las partículas de madera, como los huesos de ciruela (Şahinöz *et al.*, 2023), cáscaras de arroz (Islam *et al.*, 2017), paja de arroz (Yang *et al.*, 2003; Lawanwadeekul *et al.*, 2024) y cáscaras de nuez (Barbu *et al.*, 2020; Parodi Miranda, 2018; Nazer y Acosta, 2023), entre otros residuos orgánicos. Estos se consideran fuentes alternativas para la fabricación

de tableros aglomerados. Ahora, en esta investigación se propone explorar un nuevo residuo orgánico: la semilla de papaya. Cabe destacar que la literatura científica existente sobre el uso de semillas de papaya en la producción de aglomerados es nula, lo que resalta la innovación de esta propuesta.

La semilla de papaya es un residuo orgánico que puede resultar útil como un recurso en la fabricación de paneles aglomerados alternativos. Estas semillas tienen diversos usos, aunque limitados, principalmente en las industrias de la farmacéutica y cosmética. En ocasiones, se las considera un desecho o se las emplea como fertilizante orgánico para mejorar la calidad del suelo, además, se utiliza como alimento para animales especialmente para aves y caprinos. La papaya es una fruta tropical que se encuentra ampliamente distribuida en el mundo, y pertenece a la familia de plantas conocida como Caricaceae, el cual forma parte de 6 géneros y comprende 35 especies que se cultivan en diferentes regiones, adaptándose a diversas condiciones climáticas (Hueso *et al.*, 2015). Se estima que la especie se originó hace aproximadamente 25 millones de años en alguna zona de Mesoamérica (Carvalho y Renner, 2015). La papaya chilena (*Vasconcellea pubescens*) se cultiva y crece en climas más fríos y con producción máxima entre los meses de noviembre y febrero (Moya-León *et al.*, 2004). La especie fue introducida en Chile hace más de 50 años y actualmente se cultiva en los valles de Coquimbo y Valparaíso y a lo largo de la costa de la Región del Maule (Morales-Quintana *et al.*, 2011). En esta última región, la papaya es más pequeña y firme, con pulpa de color verde amarillento, su atractivo sensorial es su fuerte y característico aroma. La papaya en su interior posee una numerosa cantidad de semillas, las cuales están envueltas por un arilo transparente. Estas son de forma ovalada, miden aproximadamente 8 mm de largo por 4 mm de ancho, y tienen crestas de hasta 1 mm de altura. Su color es café, mientras que el endospermo es blanco (Muñoz, 1988).

En la Figura 1, se muestra la producción de papaya en el mundo y en Chile durante el período comprendido entre 2015 y 2022. En ella se puede apreciar un aumento a nivel mundial de la producción, pero no ocurre lo mismo en Chile, donde según lo señalado por Salvatierra y Jana (2014), ha ocurrido una disminución en la producción

debido a diversos factores, tales como los eventos climáticos, sequías, heladas, baja superficie plantada y avance de urbanización hacia zonas aptas para el cultivo. En 2022, la producción global de papaya alcanzó los 13.8 millones de toneladas (FAO, 2003). La producción de papaya en Chile ha experimentado un leve descenso sostenido a lo largo del tiempo, pero aun así, ha logrado mantenerse produciendo en 2015 alrededor de 2700 ton en una superficie de 164 ha (hectáreas). Para el año 2022, esta cifra se redujo a aproximadamente 2100 ton en una superficie de 136 ha, lo que representa una disminución de aproximadamente 19.3%.



Figura 1: Producción de papaya en Chile y el mundo en el periodo 2015-2022.

Durante el procesamiento de la papaya, se separa la parte comestible de las semillas de papaya. La fruta tiene un rendimiento comestible del 46% y posee un contenido de azúcar de solo un 5%, y se caracteriza principalmente por su alto contenido en papaína (Moreno *et al.*, 2004). Por otra parte, los autores del presente estudio verificaron que las semillas representan el 32% del peso total en estado húmedo, porcentaje que desciende a un 19% cuando ya se encuentran secas.

Considerando la producción mundial de papaya durante el periodo 2015-2022 mostrado en la Figura 1 y basados en el indicador presentado anteriormente, se estima que se generaron alrededor de 35 millones de toneladas de semillas de papaya en todo el mundo, cifra que incluye el aporte de la producción chilena en algo más de 6 mil toneladas en ese mismo lapso. La Figura 2 muestra el fruto, la pulpa comestible y las semillas que contiene en su interior.

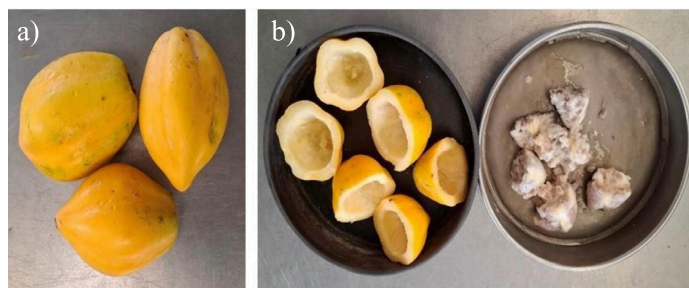


Figura 2: a) Fruto papaya chilena y b) pulpa comestible y sus semillas.

Por otra parte, la alta demanda de la fabricación de tableros de partículas y planchas en el sector de la construcción exige la búsqueda de nuevas materias primas que puedan reemplazar parcial o totalmente las partículas de madera, con el fin de disminuir la presión sobre los recursos forestales. En cuanto a la producción, según datos de la Organización de las Naciones Unidas para la agricultura y la alimentación (FAO, 2023), en 2022 la producción mundial de tableros de partículas y planchas de OSB (Oriented Strand Board) alcanzó aproximadamente 148 millones de m³, lo que representa un aumento del 30% en comparación con el año 2015. La Figura 3 muestra la producción mundial y chilena de tableros de partículas y planchas de OSB durante el período 2015-2022 (FAO, 2023).

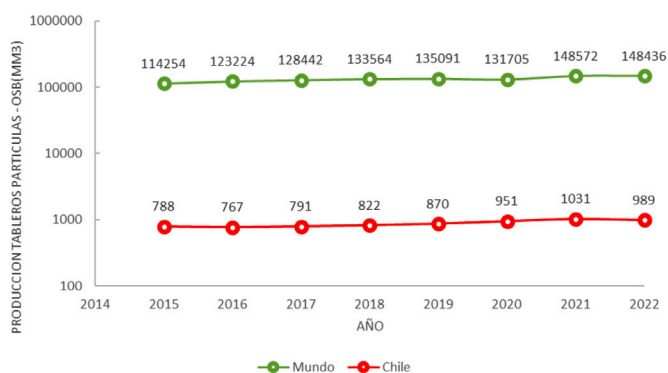


Figura 3: Producción anual de tableros de partículas y OSB en el mundo y Chile en el periodo 2015-2022.

La producción de tableros de partículas y planchas aglomeradas que contienen desechos agrícolas presentan múltiples beneficios. Desde un enfoque sostenible, uno de los más importantes es la reducción de la deforestación promoviendo una mejor gestión de residuos, valorizando subproductos y reduciendo la cantidad de desechos que

terminan en vertederos. Esto a su vez, representa una disminución tanto de la contaminación, como el uso de suelo generando nuevas oportunidades de negocio entre otros beneficios. Por otro lado, desde la perspectiva del producto final, varios estudios demuestran que estos tableros poseen buenas propiedades mecánicas y físicas, son biodegradables, impermeables y poseen cualidades retardantes de fuego. Además, su producción es de bajo costo, lo que los convierte en un producto competitivo en el mercado (Tasdemir *et al.*, 2019).

Otro tipo de tableros conocidos como paneles SIP (Structural Insulated Panel) se utilizan en el mercado de la construcción nacional. Consiste en un material con propiedades estructurales y térmicas, es del tipo sándwich utilizado como elemento estructural en muros y pisos (Smith, 2011). Está conformado por dos capas de material estructural, generalmente de tableros OSB o tableros de partículas, que encierran un núcleo de material aislante, comúnmente espuma de poliestireno expandido. Sin embargo, a pesar de sus beneficios, la elaboración de estos paneles SIP presenta desafíos ambientales, entre ellos el alto consumo de madera y virutas para la fabricación de los tableros. En base a esta problemática, se busca impulsar el uso de materiales alternativos para mitigar estos impactos ambientales y así, no depender exclusivamente de los recursos madereros.

En este contexto, el objetivo del presente estudio fue la fabricación de paneles aglomerados tipo SIP utilizando semillas de papaya como materia prima alternativa a las partículas de madera, unidas con un adhesivo comercial.

Materiales

Semillas de papaya

En el estudio se utilizaron 35 kg de semillas de papaya de la variedad *vasconcellea pubescens* aportadas por la empresa alimentaria Productos Lili, ubicada en el sector Las Compañías de la comuna de La Serena, Chile. La Figura 4 muestra las semillas de papaya deshidratadas.

Adhesivo

Para la unión de las partículas trituradas de la semilla de papaya, se usó un adhesivo aglomerante tipo cola extra rápida para madera libre de solventes. Este producto está



Figura 4: Muestra de las semillas de papaya deshidratadas.

compuesto de resina sintética en base a polivinilacetato (PVAc). Presenta una densidad de 1.14 g/cm^3 , rendimiento de 4 a $5 \text{ m}^2/\text{kg}$, con un espesor de película aprox. 0.2 mm .

Desmoldante

Para facilitar el proceso de desmolde de las muestras a ensayar, se utilizó un producto comercial de consistencia acuosa e incolora.

Agua destilada

Los ensayos de absorción e hinchamiento se realizaron utilizando agua destilada.

Poliestireno expandido

En la fabricación del prototipo de panel SIP se empleó un aislante comercial con una densidad de 15 kg/m^3 y un espesor de 50 mm .

Metodología

Las semillas de papaya recolectadas se trasladaron al laboratorio de ensayos de la Universidad de La Serena en sacos de polipropileno para su secado natural. El proceso de secado se desarrolló mediante la distribución de las muestras sobre una malla mosquitera, formando una capa delgada de no más de un centímetro de espesor. Esta técnica permitió una exposición solar controlada durante una semana, realizando volteos cada dos días para garantizar una deshidratación uniforme y prevenir la aparición de hongos. Posteriormente, las muestras se sometieron a una deshidratación adicional en un horno eléctrico a una temperatura de $40^\circ\text{C} \pm 5^\circ\text{C}$ hasta

obtener una masa constante. Luego, se realizó un ensayo granulométrico por tamizado para conocer la distribución del tamaño de partículas. La muestra presentó una distribución muy homogénea con tamaños predominantes de 2.36 mm . Mediante el método de Fuller-Thompson (fórmula (1)), se buscó determinar la curva granulométrica ideal para minimizar los huecos en la mezcla y obtener una distribución de tamaños de partículas que maximizara la densidad de la muestra.

$$P(d) = (d/D)^n \quad (1)$$

Donde $P(d)$ es el porcentaje acumulado que pasa por el tamiz; d es el tamaño del tamiz en mm, D es el mayor tamaño de la partícula en la mezcla en mm y n es el exponente que generalmente corresponde a 0.5 para obtener una mezcla bien distribuida (no uniforme).

Luego, se prepararon 4 muestras de 100 g de semillas de papaya, y cada una de ellas se trituró durante un tiempo definido de 2, 4 y 5 s. La trituración se realizó en un molino de cuchilla de 1000 W que procesa volúmenes de hasta 0.7 lt , con velocidades entre 2000 y 10000 rpm/min y tiempos de molienda de entre 1 s y 10 min . En la trituración de la muestra, se logró una condición óptima de la materia prima a una velocidad de 3000 rpm/min . Tras realizar los diferentes tiempos de triturado, se efectuó una granulometría utilizando tamices ASTM N° 4, 8, 16, 30, 50 y 100. En la Figura 5, se puede observar la semilla de papaya triturada.



Figura 5: Semilla de papaya triturada.

En la Figura 6, se presenta la curva granulométrica ideal de Fuller-Thompson, junto con las curvas de distribución para los diferentes tiempos de trituración de la semilla de papaya, donde 0 s (M0Seg) corresponde al material de partida sin triturar, M2Seg (semillas trituradas durante 2 s), M4Seg (semillas trituradas durante 4 s) y M5Seg (semillas trituradas durante 5 s), respectivamente.

Tras analizar las curvas granulométricas resultantes, se determinó que la muestra M4Seg ofrece la distribución de tamaños de partículas similar a la curva obtenida por Fuller-Thompson y con la posibilidad de optimizarla mediante una trituración adicional durante 3 s del material retenido en los tamices N° 16 y 30 (M7Seg).

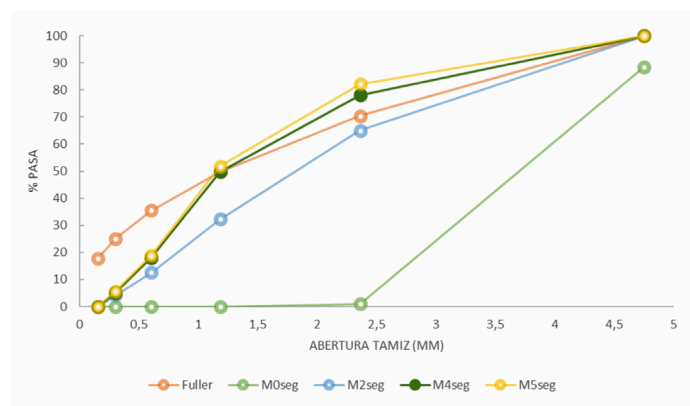


Figura 6: Curva granulométrica de Fuller-Thompson y las curvas de distribución para los diferentes tiempos de trituración.

En la Figura 7, se presentan los resultados de este proceso de trituración adicional. En ella, se puede observar una curva levemente similar a la distribución de partículas ideal.

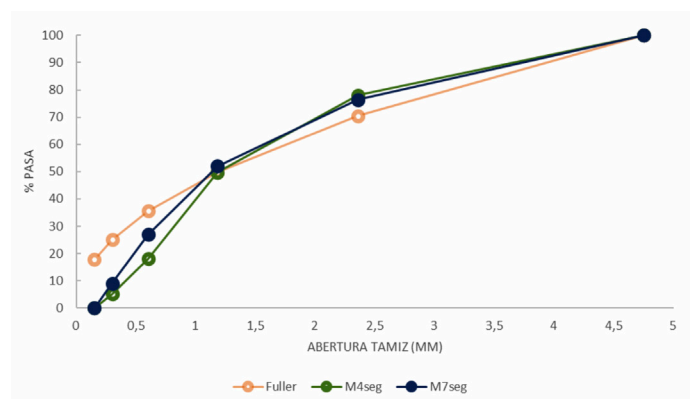


Figura 7: Curva granulométrica ideal de Fuller-Thompson, curva granulométrica de M4Seg y curva con proceso adicional de trituración (M7Seg).

Posteriormente, se buscó establecer la dosificación óptima para la fabricación de los aglomerados utilizando la semilla de papaya triturada M7Seg, incorporando un adhesivo comercial PVAc. El uso del tipo de adhesivo se fundamentó por los resultados obtenidos por Nazer y Acosta (2023), quienes validaron la viabilidad de emplear residuos orgánicos con adhesivo de cola PVAc en la producción de aglomerados obteniendo resultados donde se muestra su estabilidad y capacidad de resistir esfuerzos moderados.

Como parte del proceso experimental, se realizaron pruebas de dosificación preliminares utilizando muestras de 9 g de semilla de papaya triturada M7Seg, combinadas con diferentes porcentajes de adhesivo PVAc. Se preparó un total de 6 muestras variando el porcentaje de adhesivo en relación al peso de la semilla triturada en las siguientes proporciones: 50, 60, 65, 70, 75 y 80%.

Como se presenta en la Figura 8, los resultados muestran las diferentes consistencias logradas según el porcentaje de adhesivo utilizado. Las muestras con porcentajes más bajos (50, 60 y 65%) presentaron un grado de cohesión deficiente, lo cual provocó su desintegración. En contraste, las muestras con porcentajes más altos (70, 75, 80%) alcanzaron una buena adherencia y cohesión significativamente mejores. Sin embargo, estas últimas evidencian un exceso en la proporción de adhesivo, lo que implicaría un aumento en los costos de producción y tiempos de secado más prolongados.



Figura 8: Muestras con diferentes consistencias con distintos porcentajes de adhesivo.

No obstante, dado que las muestras iniciales requerían una cantidad excesiva de adhesivo para la fabricación de aglomerados se buscó una forma de reducirlo. El método propuesto consistió en incorporar pequeños porcentajes de agua para humectar las muestras en proporciones de 15, 17, 19 y 22%. Para cada una de estas proporciones se

realizaron pruebas de aglomeración con porcentajes de adhesivo siguientes: 40, 45, 50 y 55%.

En la Figura 9, se observa que las muestras resultantes presentaron una excelente consistencia, sin evidencia de deterioro ni problemas de cohesión entre las partículas. En el análisis comparativo, se pudo apreciar que las muestras conteniendo 17% de agua presentaron mayor grado de aglomeración y resistencia al punzonado con varilla metálica, resultado que permitió definir la siguiente etapa de fabricación de aglomerados.



Figura 9: Muestras con diferentes consistencias para distintos porcentajes de agua y adhesivo.

La Tabla 1 detalla la nomenclatura y dosificación en peso utilizadas en la fabricación de los aglomerados. Las muestras seleccionadas con 45, 50 y 55% de adhesivo se identificaron como SP 45, SP 50, SP 55, respectivamente.

Tabla 1: Dosificaciones utilizadas en los aglomerados, en gramos.

Material	SP 45	SP 50	SP 55
Semilla de papaya	155.0	150.0	145.0
Agua (17%)	26.4	25.5	24.7
Adhesivo	81.6	87.8	93.3

Seguidamente, se fabricaron los aglomerados. La mezcla se homogeneizó manualmente con una espátula durante 5 min hasta lograr una consistencia uniforme. Para el moldeo, se utilizaron moldes RILEM con tres compartimentos, cada uno de dimensiones 40 mm x 40 mm x 160 mm. Previo al vertido, se aplicó un desmoldante en el interior de los compartimentos. Las mezclas fueron depositadas en tres capas dentro del molde metálico, asegurándose de compactar mediante presión manual cada capa con un pisón metálico de dimensiones 40 x 160 mm. Luego del llenado de los moldes, procurando dejar un sobre volumen, se aplicó una carga fija de 35 kg transmitida mediante una placa metálica sobre la pasta fresca durante 48 h. Finalmente, se niveló la superficie con una espátula recta y se cubrieron las muestras con un film plástico para realizar un curado lento y controlado durante 2 días. En total, se fabricaron muestras en triplicado para todos los ensayos posteriores.

Después de un periodo de curado de 10 días a temperatura ambiente, se desmoldaron las probetas registrando su masa y se llevaron al horno a una temperatura inicial de 40°C ± 5°C durante 120 h, evitando su agrietamiento inicial, para luego aumentarla a 60°C ± 5°C hasta obtener una masa constante.

De acuerdo con la norma ASTM D1037-12 (2020), se realizaron ensayos de absorción, hinchamiento y determinación de la densidad. Para los ensayos mecánicos se utilizó una prensa MATEST *Cyber Plus Evolution*, un equipo con capacidad máxima de 150 kN para flexión y 3000 kN para compresión. Los ensayos de flexión se ejecutaron a una velocidad de carga de 10 kg/s, mientras que los ensayos de compresión se realizaron aplicando una velocidad de carga de 6 kg/cm²/s. En la Figura 10, se pueden observar algunas muestras prismáticas preparadas para los ensayos.

Posteriormente, para fabricar las placas aglomeradas que formarían el prototipo SIP se fabricó un molde metálico con dos compartimentos de dimensiones interiores 300 x 100 mm y 20 mm de espesor. Se evaluó el tiempo de curado y adicionalmente, mediante el punzonamiento con una varilla metálica, se identificó que la muestra SP 55 mostró un mejor comportamiento resistente. El procedimiento de fabricación siguió la metodología presentada anteriormente para las muestras prismáticas, salvo que el llenado en este



Figura 10: Muestras prismáticas de aglomerados de semillas de papayas.

último caso fue solo de una capa. La Tabla 2 presenta la nomenclatura y la composición en peso de los materiales del prototipo de placas SP 55.

Tabla 2: Dosificación utilizada en las muestras aglomerados para fabricación de prototipo de placas, en gramos.

Material	Muestra SP 55
Semilla de papaya	370.0
Agua	62.9
Adhesivo	220.0

A las muestras SP 55 endurecidas se les determinó la densidad seca y la variación de la masa seca respecto de la masa fresca. Adicionalmente, las placas se sometieron a pruebas de aserrado, clavado, lijado y atornillado para verificar su integridad. Finalmente, se fabricó el prototipo de panel SIP utilizando dos placas SP 55, entre las cuales se incorporó un núcleo de poliestireno expandido comercial de 50 mm de espesor. Las capas se unieron al poliestireno mediante adhesivo PVAc, resultando un panel con un espesor total de 90 mm. La Figura 11, muestra el prototipo de panel SIP como producto terminado.

Resultados y discusión

En la Tabla 3, se presentan los resultados de propiedades físicas de las muestras aglomeradas, incluyendo la variación de la masa seca respecto a la masa fresca después del secado en horno, densidad seca, absorción e hinchamiento. En ella, se puede observar que todas las muestras presentan una pérdida de masa en valores similares debida a la deshidratación. Además, las densidades de las muestras aglomeradas oscilan en el



Figura 11: Prototipo de panel SIP con placas SP 55.

rango de 803.9 y 814.5 kg/m³, siendo similares en las muestras SP 45 y SP 50; mientras que SP 55 es levemente inferior, esto podría estar relacionado con diferencias en la composición. La muestra SP 45 tiene un alto porcentaje de absorción (35.5 ± 1.3), indicando una mayor capacidad para retener la humedad. La menor absorción la registró la muestra SP 50 (24.6 ± 2.9), mientras que SP 55 ocupa un lugar intermedio. La muestra SP 45 también presenta un alto porcentaje de hinchamiento (23.2 ± 0.8), lo cual puede estar correlacionado con su mayor capacidad de absorción.

Tabla 3: Variación de la masa, densidad, absorción e hinchamiento de las muestras.

Muestra	SP 45	SP 50	SP 55
Variación masa, %	-16.4 ± 0.5	-17.8 ± 0.4	-17.9 ± 0.3
Densidad, kg/m ³	813.1 ± 2.7	814.6 ± 4.1	803.9 ± 2.9
Absorción, %	35.5 ± 1.3	24.6 ± 2.9	28.9 ± 2.3
Hinchamiento, %	23.2 ± 0.8	18.9 ± 0.2	24.4 ± 0.9

En el análisis comparativo, se observó que la muestra SP 50, presentó el mejor comportamiento tanto en absorción como hinchamiento, en comparación con las demás muestras, lo que puede reflejar una mayor compactación o menor porosidad.

Adicionalmente, un aspecto a destacar es que la totalidad de las muestras aglomeradas mantuvieron su integridad dimensional y no se desintegraron durante los ensayos de absorción e hinchamiento. Es posible mejorar estos resultados aplicando un tratamiento con aditivo

impermeabilizante que proporcione protección en su capa exterior, con el propósito de minimizar la propiedad de absorción.

En la Figura 12, se puede observar que durante el ensayo de resistencia a la flexión las muestras prismáticas presentaron un plano de falla en la zona central, ligeramente inclinado, limpio y sin deterioro. En el ensayo de resistencia a la compresión, se registró una leve deformación que no compromete la integridad de las muestras. Este comportamiento indica una buena cohesión de las partículas y su capacidad para soportar cargas sin deteriorarse. Adicionalmente, mediante un higrómetro de contacto, se constató que las muestras se encontraban completamente secas en su interior, con un porcentaje de humedad de 0%.

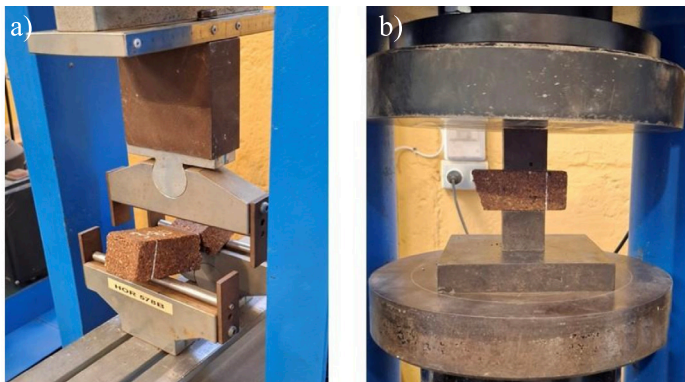


Figura 12: a) Muestra ensayada a la flexión y b) muestra ensayada a la compresión.

En la Figura 13, se muestran los resultados de los ensayos de flexión. Se puede observar que la muestra SP 55 parece tener mejores propiedades mecánicas en términos de resistencia a la flexión, lo que podría estar relacionado con su menor absorción de agua y su hinchamiento moderado. Las muestras SP 45 y SP 50 tienen resistencias similares, lo que sugiere que sus diferencias en densidad, absorción e hinchamiento no impactan significativamente en esta propiedad.

En la Figura 14, se presentan los resultados de los ensayos de compresión realizados en las muestras de aglomerado. La muestra SP 55 tiene la mayor resistencia a la compresión (8.2 MPa), significativamente más alta que las otras dos muestras, lo que refuerza la idea de que es el material más robusto bajo este tipo de carga, mientras que SP 45 y SP 50 presentan valores similares de resistencia a la compresión

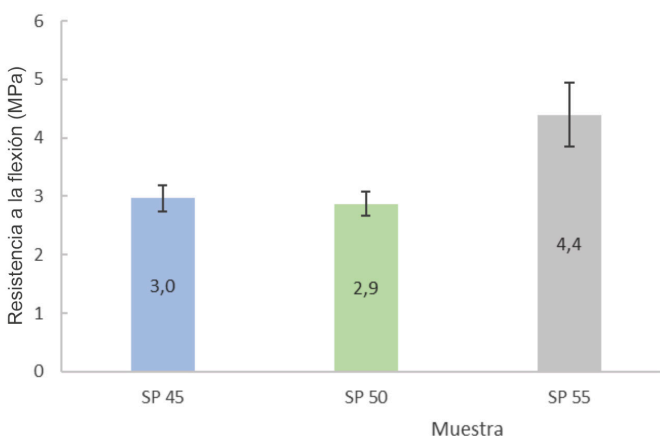


Figura 13: Resistencia a la flexión de aglomerados de semillas de papaya

(6.1 MPa y 6.2 MPa, respectivamente), lo que indica un desempeño resistente prácticamente idéntico. Al igual que en el caso de la flexión, SP 55 supera a las demás muestras en resistencia mecánica, pudiendo estar relacionado con una mayor cohesión estructural o una composición más favorable para resistir cargas. A pesar de sus diferencias en absorción e hinchamiento, SP 45 y SP 50 no presentan diferencias significativas en términos de resistencia a la compresión, reafirmando que estas propiedades no son críticas para este tipo de cargas.

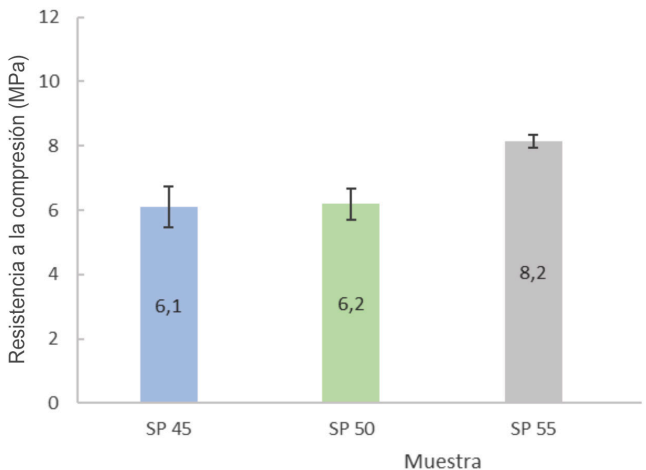


Figura 14: Resistencia a la compresión de aglomerados de semillas de papaya.

Finalmente, tras analizar los resultados, la muestra SP 55 presentó un factor en contra en términos de absorción e hinchamiento, sin embargo, mostró resultados positivos en la resistencia a la flexión y a la compresión superando a las demás muestras ensayadas.

En la Tabla 4, para las muestras aglomeradas en la

fabricación del prototipo de panel SIP se presenta el promedio de la variación de la masa seca respecto a la masa fresca (en %) después de someterlas a secado en un horno. Además, se incluye el promedio de la densidad seca. Los resultados son similares a los obtenidos en las muestras prismáticas presentadas anteriormente.

Tabla 4: Promedio de variación de la masa, densidad para probetas de prototipo Panel SIP

Muestra	Panel SIP - SP 55
Variación masa, %	-15.1 ± 0.5
Densidad, kg/m³	793.4 ± 2.1

En la Figura 15, se muestra el comportamiento de las muestras tras las pruebas de corte con sierra y fijación mecánica de clavos y tornillos. En la prueba de corte, las muestras mostraron un corte limpio, manteniendo su forma original y sin evidencia de deterioro. En relación con los elementos de fijación mecánica, se identificó una buena capacidad de fijación para los tornillos y clavos, no generando grietas ni daños estructurales alrededor de los puntos de inserción de los elementos de fijación.

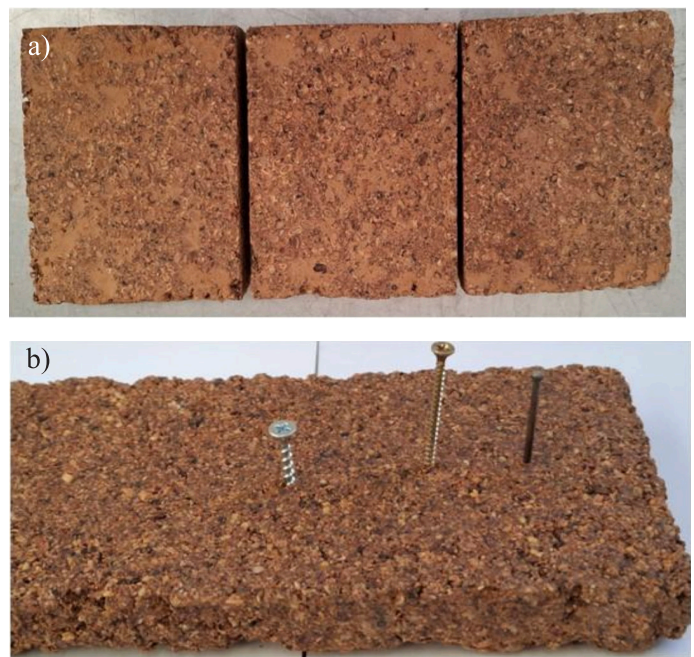


Figura 15: a) Muestra con pruebas de corte y b) muestra con inserción de clavo y tornillos.

Conclusiones

Se fabricaron muestras prismáticas y placas aglomeradas utilizando semillas de papaya como materia prima, combinadas con agua y un adhesivo comercial PVAc,

con el propósito de obtener un prototipo de panel aislante SIP con materiales alternativos que pudieran sustituir a las placas de madera. Se evaluaron algunas propiedades físicas y mecánicas de las muestras de semillas de papaya aglomerada, tales como la absorción, hinchamiento, densidad, resistencia a la flexión y resistencia a la compresión. Adicionalmente, se sometieron a pruebas de integridad estructural mediante prueba de corte con sierra y evaluación de fijaciones mecánicas con clavos y tornillos.

Se observó que, entre las muestras de semillas de papaya aglomeradas estudiadas, la muestra SP 55 (55% de adhesivo en peso) con un 17% de humedad, mostró un mejor desempeño en términos de resistencia a la flexión y a la compresión. Este método del pre-humectado de las semillas de papaya requirió menos cantidad de adhesivo en comparación a las muestras sin pre-humectar.

A pesar de tener alta absorción e hinchamiento, la muestra SP 55 mostró resultados positivos en la resistencia a la flexión y a la compresión superando a las demás muestras ensayadas, pudiendo estar relacionado con una mayor cohesión estructural o una composición más favorable para resistir cargas.

Los resultados obtenidos sugieren que los paneles aglomerados fabricados con semillas de papaya, podrían ofrecer una alternativa amigable para reutilizar este residuo, especialmente en países donde este fruto es abundante y los residuos de su procesamiento están disponibles en un gran volumen. Esta práctica, no solo permitiría valorizar un desecho que normalmente termina en vertederos, sino que contribuiría a la reducción del impacto ambiental asociado al manejo de estos residuos. Finalmente, resaltar la importancia de continuar investigando para perfeccionar la elaboración de muestras aglomeradas con semillas de papaya, enfocándose en desarrollar técnicas de tratamiento y optimizando las propiedades de este residuo.

Referencias

ASTM D1037-12 (2020). Standard test methods for evaluating properties of wood-base fiber and particle panel materials. ASTM International, West Coshohocken PA, USA

Barbu, M.C., Sepperer, T., Tudor, E.M. and Petutschnigg, A. (2020). Walnut and hazelnut shells: Untapped industrial resources and their suitability in lignocellulosic composites. *Applied Sciences* 10(18), 6340

- Carvalho, F. and Renner, S.S. (2015). A dated phylogeny of the papaya family (Caricaceae) reveals the crop's closest relatives and the family's biogeographic history. *Molecular Phylogeny, Biogeography and an e-Monograph of the Papaya Family (Caricaceae) as an Example of Taxonomy in the Electronic Age*. Springer Spektrum, Germany, 49-81
- FAO (2023). Crops and livestock products. Consultado el 10 de octubre de 2024 (www.fao.org/faostat)
- Hueso, J.J., Salinas, I. and Cuevas, J. (2015). El cultivo de la papaya. Cajamar ADN Agro. España
- Islam, M.S., Kao, N., Bhattacharya, S.N., Gupta, R. and Bhattacharjee, P.K. (2017). Effect of low pressure alkaline delignification process on the production of nanocrystalline cellulose from rice husk. *Journal of the Taiwan Institute of Chemical Engineers* **80**, 820-834
- Kaza, S., Yao, L. C., Bhada-Tata, P. and van Woerden, F. (2018). What a waste 2.0: A global snapshot of solid waste management to 2050. World Bank, Washington DC, USA
- Lawanwadeekul, S., Jun-On, N., Kongthavorn, P., Sangkas, T. and Daothong, S. (2024). Chemical-free thermal-acoustic panels from agricultural waste for sustainable building materials. *Cleaner Materials* **12**, 100245
- Morales-Quintana, L., Fuentes, L., Gaete-Eastman, C., Herrera, R. and Moya-León, M.A. (2011). Structural characterization and substrate specificity of VpAAT1 protein related to ester biosynthesis in mountain papaya fruit. *Journal of Molecular Graphics and Modelling* **29**(5), 635-642
- Moreno, J., Bugueño, G., Velasco, V., Petzold, G. and Tabilo-Munizaga, G. (2004). Osmotic dehydration and vacuum impregnation on physicochemical properties of Chilean papaya (*Carica candamarcensis*). *Journal of Food Science* **69**(3), 102-106
- Moya-León, M. A., Moya, M. and Herrera, R. (2004). Ripening of mountain papaya (*Vasconcellea pubescens*) and ethylene dependence of some ripening events. *Postharvest Biology and Technology* **34**(2), 211-218
- Muñoz, M. (1988). Nomenclatura del papayo cultivado en Chile. *Agricultura Técnica* **48**(1), 39-42
- Nazer, A. y Acosta, C. (2023). Uso de la cáscara de nuez en la fabricación de aglomerados. *Obras y Proyectos* **34**, 92-99
- Parodi Miranda, D. (2018). Material compuesto a partir del residuo cáscara de nuez Juglans regia. *Revista Chilena de Diseño: Creación y Pensamiento* **3**(5), 1-13
- Şahinöz, M., Aruntaş, H. and Gürü, M. (2023). Production of composite particleboard from waste plum pits (*Prunus domestica*) and improvement of its characteristics. *Cellulose Chemistry and Technology* **57**(5-6), 587-598.
- Salvatierra, A. y Jana, C. (2014). Situación actual del cultivo de papayos en las principales zonas de producción. *Tierra Adentro* **107**, 55-61
- Smith, R.E. (2011). *Prefab architecture: A guide to modular design and construction*. John Wiley & Sons, Hoboken NJ, USA
- Tasdemir, H.M., Sahin, A., Karabulut, A.F. and Guru, M. (2019). Production of useful composite particleboard from waste orange peel. *Cellulose Chemistry and Technology* **53**(5-6), 517-526
- Yang, H.S., Kim, D.J. and Kim, H.J. (2003). Rice straw-wood particle composite for sound absorbing wooden construction materials. *Bioresource Technology* **86**(2), 117-121

as	3	3	
del diseño patrón			
on porcentaje de ligante asfáltico óptimo			
de asfalto	0.1	0.2	0.3

Diseño de pavimentos flexibles adicionando confitillo en la mezcla asfáltica en caliente

Flexible pavement design by adding confitillo to the hot asphalt mix

Fecha de entrega: 2 de julio 2024

Fecha de aceptación: 27 de febrero 2025

Ángel Delfredo Muñoz y José Luis Benites

Universidad César Vallejo, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Lima, Perú angeldms2017@gmail.com (orcid: 0009-0009-8544-4797), jbenitez@ucv.edu.pe (orcid: 0000-0003-4459-494X)

El propósito general de esta investigación fue mostrar cómo la adición de confitillo en proporciones de 1, 2, 3, 4 y 5%, influye en la mezcla asfáltica en caliente y el diseño de pavimento flexible para las calles de una ciudad en Perú. El estudio se orientó en la metodología aplicada, enfoque cuantitativo, diseño experimental y nivel explicativo. Se realizó un muestreo, donde se utilizó 33 briquetas para la población y 18 de ellas para la muestra. La investigación evidenció que el diseño patrón se obtuvo con un cemento asfáltico CA al 5.75%, obteniéndose una estabilidad de 1204 kg, un flujo de 3.41 mm, un porcentaje de vacíos del 4.15% y un índice de rigidez de 3534 kg/cm. Al agregar confitillo en 5% en la mezcla asfáltica en caliente MAC en lugar de agregado fino, la estabilidad, el flujo, el porcentaje de vacíos y el índice de rigidez aumentaron en comparación al diseño patrón, alcanzando valores de 1498 kg, 3.81 mm, 5.01% y 3951 kg/cm, respectivamente. Así mismo se demostró que, la adición de confitillo en la MAC, influye en el espesor de la capa asfáltica reduciendo sus dimensiones y por ende en el costo por m³ de la mezcla asfáltica. Evidencias, que conllevaron a concluir que, la adición de confitillo tiene influencia en la mezcla asfáltica en caliente y el diseño del pavimento flexible.

Palabras clave: mezcla asfáltica, confitillo, estabilidad, flujo

The general purpose of this research was to show how the addition of confitillo in proportions of 1, 2, 3, 4 and 5%, influences the hot mix asphalt and the design of flexible pavement for the streets of a city in Peru. The study was focused on the applied methodology, the quantitative approach, the experimental design and the explanatory level. Sampling was carried out, where 33 briquettes were used for the population and 18 of them for the sample. The investigation showed that the standard design was obtained with an asphalt cement of 5.75%, obtaining a stability of 1204 kg, a flow of 3.41 mm, a void percentage of 4.15% and a stiffness index of 3534 kg/cm. By adding 5% of confitillo in the hot asphalt mix HAM instead of fine aggregate, the stability, flow, percentage of voids and stiffness index increased compared to the standard design, reaching values of 1498 kg, 3.81 mm, 5.01% and 3951 kg/cm, respectively. Likewise, it was demonstrated that the addition of confitillo to the HAM influences the thickness of the asphalt layer, reducing its dimensions and therefore the cost per m³ of asphalt mixture. Evidences, which led to the conclusion that the addition of confitillo has an influence on the hot mix asphalt and the design of the flexible pavement.

Keywords: asphalt mixture, confitillo, stability, flow

Introducción

Los pavimentos están contruidos para soportar cargas vehiculares durante un período de tiempo o vida útil específica, pero cambios significativos de temperatura, alta humedad, errores en el diseño de la mezcla asfáltica, fallas en los taludes, fallas en los muros de contención y falta

de confinamiento lateral pueden hacer que la estructura se deteriore más rápido de lo esperado. (Alzate, 2019). Debido a estas afirmaciones, los profesionales y las autoridades gubernamentales se han visto obligados a encontrar soluciones económicas y de mejor calidad y comodidad para los usuarios. La adición de varios ejemplares de polímeros en las mezclas bituminosas (MB) mejora las cualidades

de construir con consideraciones de sostenibilidad como guía, así como a la utilidad para el medio ambiente que actualmente se tienen en cuenta en los proyectos de construcción (Delgado, 2019).

La estabilidad es la resistencia al desplazamiento causado por cargas en movimiento o estacionarias, que varía según la cohesión de la mezcla y la fricción interna (Céspedes, 2000). La capacidad de una mezcla asfáltica para resistir impactos y surcos se conoce como estabilidad Marshall. La capacidad de una mezcla asfáltica para resistir el asentamiento y la deformación gradual sin agrietarse se conoce como flujo.

En efecto, la adición de confitillo de piedra chancada en una mezcla asfáltica en caliente MAC puede mejorar las propiedades de estabilidad, flujo, rigidez, el porcentaje de vacíos de una MAC y la durabilidad de los pavimentos flexibles. Por eso se realizará una investigación bajo dos muestras, una en la que se use una mezcla normal de elementos para asfalto convencional y otra variando los porcentajes de agregados con la sustitución de confitillo de piedra chancada y verificar si mejoran la estabilidad, el flujo, el porcentaje de vacíos y el índice de rigidez de la nueva mezcla asfáltica, con respecto a la convencional.

Metodología experimental

En esta investigación la población lo conformó 33 briquetas bajo las consideraciones mostradas en la Tabla 1.

Diseño patrón ligante asfáltico	4.5%	5.0%	5.5%	6.0%	Total	
Cantidad de briquetas	3	3	3	3	12	
Verificación del óptimo del diseño patrón					3	
Total de briquetas					15	
Diseño general con porcentaje de ligante asfáltico óptimo para cada porcentaje de estímulo						
Diseño sustituyendo confitillo, %	1 (X)	2 (X)	3 (X)	4 (X)	5 (x)	Total
Cantidad de briquetas	3	3	3	3	3	15
Verificación del óptimo del diseño patrón						3
Total de briquetas						18
Total de briquetas moldeadas						33

as	3	3	as
del diseño patrón			
on porcentaje de ligante asfáltico óptimo			

Resultados

Los resultados se obtuvieron en función a los siguientes objetivos específicos propuestos.

Objetivo específico 1: comprobar que la adición de confitillo influye en la estabilidad de la mezcla asfáltica en caliente MAC. Los resultados de los ensayos de laboratorio se evidencian en la Tabla 2.

Tabla 2: Estabilidad de la mezcla asfáltica en caliente adicionando confitillo.

Características de las mezclas asfálticas	MAC patrón	MAC adicionando confitillo					Especificaciones técnicas (MTC, 2014)	
		5.75%	1%	2%	3%	4%	5%	Mín Máx
Estabilidad, kg	1204	1219	1256	1304	1393	1498	815	---

La Tabla 2 muestra los resultados de estabilidad del diseño patrón y la mezcla asfáltica en caliente con confitillo. También muestra los valores de las especificaciones técnicas requeridos por la normativa (MTC, 2014). La estabilidad del diseño patrón es de 1024 kg, valor que aumenta hasta 1498 kg cuando se agrega un 5% de confitillo.

La contrastación de hipótesis del objetivo 1 considera H_0 : el confitillo no influye en la estabilidad de la mezcla asfáltica en caliente y H_1 : el confitillo influye en la estabilidad de la mezcla asfáltica en caliente.

Según la información de la Tabla 3, se distingue la prueba de normalidad entre la variable adición de confitillo y la estabilidad de la MAC, cuyo valor de significancia (sig.) es de 0.413. Esto indica que los datos de la variable estabilidad tienen normalidad a un nivel de significancia del 5%, según Shapiro-Wilk.

Tabla 3: Prueba de normalidad de la estabilidad de la MAC adicionando confitillo.

Pruebas de normalidad						
	Kolmogorov - Smirnov			Shapiro - Wilk		
	Estadístico	gl.	sig.	Estadístico	gl.	sig.
Adición de confitillo	0.122	6	0.200	0.982	6	0.961
Estabilidad	0.196	6	0.200	0.906	6	0.413

Resultados obtenidos con SSPS-26 (IBM, 2020)

La Tabla 4 muestra la correlación r de Pearson de la

estabilidad de la MAC con la adición de confitillo. Debido a que $r = 0.959$, existe evidencia estadística significativa para concluir que la adición de confitillo en la MAC sí tiene un impacto directo y positivo. Como resultado, se refuta la hipótesis H_0 y se acepta la H_1 con un nivel de significancia del 5% después de obtener un valor calculado de $p = 0.003$, que es menor a 0.05.

Tabla 4: Coeficiente de correlación r de Pearson – Estabilidad de la mezcla asfáltica en caliente adicionando confitillo

Correlaciones		Adición de confitillo	Estabilidad
Adición de confitillo	Correlación r de Pearson	1	0.959
	Significancia bilateral	-	0.003
	N	6	6
Estabilidad	Correlación r de Pearson	0.959	1
	Significancia bilateral	0.003	-
	N	6	6

Resultados obtenidos con SSPS-26 (IBM, 2020)

Objetivo específico 2: comprobar que la adición de confitillo influye en el flujo de la mezcla asfáltica en caliente. Los resultados de los ensayos se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5: Flujo de la mezcla asfáltica en caliente adicionando confitillo

Características de las mezclas asfálticas	Muestra patrón	Mezcla asfáltica en caliente adicionando confitillo					Especificaciones Técnicas (MTC, 2014)	
		5.75%	1%	2%	3%	4%	5%	Mín Máx
Flujo, mm	3.41	3.39	3.44	3.50	3.61	3.81	3	5

La Tabla 5 indica que el flujo de la MAC patrón es de 3.41 mm. Sin embargo, al agregar confitillo de 1 al 5%, el flujo de la MAC aumenta gradualmente de 3.39 a 3.81 mm, respectivamente, lo que indica un aumento en comparación con la muestra patrón y el rango especificado por las especificaciones técnicas (MTC, 2014).

La contrastación de hipótesis del objetivo 2 considera H_0 : el confitillo no influye en el flujo de la mezcla asfáltica en caliente y H_1 : el confitillo influye en el flujo de la mezcla asfáltica en caliente. Según la Tabla 6, se tiene que los valores del flujo de la MAC con confitillo sí tienen normalidad con una significancia de 0.190 y 6 grados de libertad (gl.), según Shapiro-Wilk.

Tabla 6: Prueba de normalidad del flujo de la MAC adicionando confitillo

	Pruebas de normalidad					
	Kolmogorov - Smirnov			Shapiro - Wilk		
	Estadístico	gl.	sig.	Estadístico	gl.	sig.
Adición de confitillo	0.122	6	0.200	0.982	6	0.961
Flujo	0.233	6	0.200	0.860	6	0.190

Resultados obtenidos con SSPS-26 (IBM, 2020)

Según la Tabla 7, el coeficiente de correlación de Pearson del flujo de MAC con la adición de confitillo es de $r = 0.910$, lo que indica una correlación muy alta. También hay suficiente evidencia estadística para concluir que el flujo de MAC sí está relacionado directamente y positivamente con la adición de confitillo.

Por lo tanto, se refuta la hipótesis H_0 y se acepta la H_1 con un nivel de significancia del 5% después de obtener un valor calculado de $p = 0.012$, que es menor a 0.05.

Tabla 7: Coeficiente de correlación r de Pearson – Flujo de la MAC adicionando confitillo.

Correlaciones		Adición de confitillo	Flujo
Adición de confitillo	Correlación r de Pearson	1	0.910
	Significancia bilateral	-	0.012
	N	6	6
Flujo	Correlación r de Pearson	0.910	1
	Significancia bilateral	0.012	-
	N	6	6

Resultados obtenidos con SSPS-26 (IBM, 2020)

Objetivo específico 3: Comprobar que la adición de confitillo influye en el porcentaje de vacíos de la mezcla asfáltica en caliente. Los resultados aparecen en la Tabla 8.

Tabla 8: Porcentaje de vacíos en la mezcla asfáltica en caliente adicionando confitillo.

Características de las mezclas asfálticas	Muestra patrón	MAC adicionando confitillo					Especificaciones técnicas	
	5.75%	1%	2%	3%	4%	5%	Mín	Máx
Porcentaje de vacíos	4.15	4.21	4.45	4.79	4.91	5.01	3	5

En la Tabla 8 se aprecia que en el diseño patrón el porcentaje de vacíos es de 4.15 y al adicionarle proporciones de confitillo entre un 1 y 5%, el porcentaje de vacíos aumenta

de 4.21 a 5.01% respectivamente, evidenciándose un incremento respecto del diseño patrón.

La contrastación de hipótesis del objetivo 3 considera H_0 : el confitillo no influye en el porcentaje de vacíos de la mezcla asfáltica en caliente y H_1 : el confitillo influye en el porcentaje de vacíos de la mezcla asfáltica en caliente. La Tabla 9 muestra que los valores del porcentaje de vacíos de la MAC con confitillo tienen normalidad con una significancia de 0.190 y una libertad de 6 grados, según Shapiro-Wilk.

Tabla 9: Prueba de normalidad del porcentaje de vacíos en la MAC adicionando confitillo.

	Pruebas de normalidad					
	Kolmogorov - Smirnov			Shapiro - Wilk		
	Estadístico	gl.	sig.	Estadístico	gl.	sig.
Adición de confitillo	0.122	6	0.200	0.982	6	0.961
Porcentaje de vacíos	0.233	6	0.200	0.860	6	0.190

Resultados obtenidos con SSPS-26 (IBM, 2020)

La Tabla 10 muestra evidencia suficiente para concluir que el porcentaje de la MAC sí tiene un impacto directo y positivo con la adición de confitillo. El coeficiente de correlación de Pearson para este porcentaje de vacíos de la MAC es de $r = 0.910$, lo que indica una correlación muy alta. Además, se encontró un valor calculado de $p = 0.012$, que es menor a 0.05, por lo tanto, se rechaza H_0 y H_1 se acepta con un nivel de significancia del 5%.

Tabla 10: Coeficiente de correlación r de Pearson – Porcentaje de vacíos en la MAC adicionando confitillo.

Correlaciones		Adición de confitillo	Porcentaje de vacíos
Adición de confitillo	Correlación r de Pearson	1	0.910
	Significancia bilateral	-	0.012
	N	6	6
Porcentaje de vacíos	Correlación r de Pearson	0.910	1
	Significancia bilateral	0.012	-
	N	6	6

Resultados obtenidos con SSPS-26 (IBM, 2020)

Objetivo específico 4: comprobar que la adición de confitillo influye en el índice de rigidez de la mezcla asfáltica en caliente y en el diseño de pavimento flexible. Los resultados se muestran en la Tabla 11.

as	3	3
mo del diseño patrón		
on porcentaje de ligante asfáltico óptimo		

Tabla 11: Índice de rigidez de la mezcla asfáltica en caliente adicionando confitillo.

Carac- terísticas de las mezclas asfálticas	Muestra patrón	MAC adicionando confitillo					Especificaciones técnicas	
	5.75%	1%	2%	3%	4%	5%	Mín	Máx
Índice de rigidez, kg/cm	3534	3539	3652	3730	3859	3951	1700	4000

Según la Tabla 11, la rigidez del diseño patrón es de 3534 kg/cm. Al agregar entre un 1 y 5% de confitillo, la rigidez aumenta de 3539 a 3951 kg/cm, respectivamente.

La contrastación de hipótesis del objetivo 4 considera H_0 : el confitillo no influye en el índice de rigidez de la MAC y H_1 : el confitillo influye en el índice de rigidez de la MAC.

Según la Tabla 12, el índice de rigidez tiene una significancia de 0.790 con 6 grados de libertad según Shapiro-Wilk, evidenciando de esta manera que los valores del índice de rigidez de la MAC adicionando confitillo si tienen normalidad.

Tabla 12: Prueba de normalidad del índice de rigidez de la MAC adicionando confitillo.

	Pruebas de normalidad					
	Kolmogorov - Smirnov			Shapiro - Wilk		
	Estadístico	gl.	sig.	Estadístico	gl.	sig.
Adición de confitillo	0.122	6	0.200	0.982	6	0.961
Rigidez	0.167	6	0.200	0.956	6	0.790

Tabla 13: Coeficiente de correlación r de Pearson – Índice de rigidez de MAC adicionando confitillo.

Correlaciones		Adición de confitillo	Índice de rigidez
Adición de confitillo	Correlación r de Pearson	1	0.988
	Significancia bilateral	-	< 0.001
	N	6	6
Índice de rigidez	Correlación r de Pearson	0.988	1
	Significancia bilateral	< 0.001	-
	N	6	6

La Tabla 13 muestra una correlación de Pearson de $r = 0.988$ entre el índice de rigidez de la MAC y la adición de confitillo, lo que indica una correlación muy alta. Este valor permite concluir que el índice de rigidez de la MAC sí está relacionado positivamente y directamente con la

adición de confitillo. Además, se encontró que el valor p calculado fue $p = 0.001$, que es menor a 0.05 tabulado, por lo que estos valores rechazan H_0 y aceptan H_1 con un nivel de significancia del 5%.

Objetivo específico 5: comprobar que la adición de confitillo influye en el espesor de la mezcla asfáltica en caliente y en el diseño de pavimento flexible. Los resultados se aprecian en la Tabla 14.

Tabla 14: Espesores de la estructura del pavimento según el diseño patrón y adicionando confitillo.

Espesores	Diseño patrón, cm	Diseño con 1% de confitillo, cm	Diseño con 2% de confitillo, cm	Diseño con 3% de confitillo, cm	Diseño con 4% de confitillo, cm	Diseño con 5% de confitillo, cm
Carpeta asfáltica	10	5	5	5	5	5
Base granular	30	16	16	16	16	16
Subbase	40	20	20	20	20	20

De acuerdo a la Tabla 14, el espesor de la estructura asfáltica patrón es de 10 cm de carpeta asfáltica, 30 cm de base granular y de la subbase es 40 cm de altura. Sin embargo, al adicionar confitillo de 1 a 5%, los espesores disminuyen y son los mismos para las cinco proporciones, es decir 5 cm de carpeta asfáltica, 16 cm de base granular y 20 cm de subbase granular. Podemos concluir que la adición de confitillo influye positivamente en la mezcla asfáltica en caliente y el diseño del pavimento flexible, pues, reduce las dimensiones de los espesores de la estructura asfáltica

Objetivo específico 6: comprobar que la adición de confitillo influye en el presupuesto de la mezcla asfáltica en caliente y en el diseño de pavimento flexible. Los resultados están en la Tabla 15.

En la Tabla 15, se tiene el análisis unitario del costo de los insumos del diseño patrón de la MAC sin IGV, la cantidad de insumos, su precio unitario y costo parcial, así mismo se aprecia que el costo total de 1 m³ con estas características es de 370 soles peruanos.

as	3	3	3
óptimo del diseño patrón			
5			
on porcentaje de ligante asfáltico óptimo p			
de asfalto 6.1% de CA y 2.0% de			

Tabla 15: Análisis de costos unitarios de materiales del diseño patrón.

Partida	Producción de MAC PEN 120-150 ^a			
Insumo	Unidad	Cantidad	Precio	Parcial
PEN 120/150	Gal	18.5000	11.50	212.75
Piedra chancada 3/4"	m³	0.4000	65.00	26.00
Arena zarandeada 3/8"	m³	0.2000	90.00	18.00
Arena chancada 3/8"	m³	0.3800	80.00	30.40
Cemento Portland	m³	0.0200	29.00	5.80
Herramientas manuales	%MO	0.0500	0.60	0.03
Cargador sobre ruedas 180 HP	HH	0.0229	245.00	5.60
Planta de asfalto en caliente 60-115 ton	HH	0.0229	2963.24	67.87
Energía eléctrica	Mes	0.0005	7000.00	3.50
Total (sin IGV) ^b				370

^a Penetración del asfalto a 25°C (ASTM D5, 2020)

^b IGV: impuesto general de ventas

Tabla 16: Costo en soles por m³ de asfalto del diseño patrón y adicionando confitillo a la MAC.

Diseño patrón	1% de confitillo	2% de confitillo	3% de confitillo	4% de confitillo	5% de confitillo
370.0	369.3	368.7	368.0	367.4	366.7

La Tabla 16 muestra el costo por m³ de asfalto tanto para el diseño patrón como para MAC adicionando confitillo, valores que nos permiten comparar el incremento o disminución de los costos. Constatándose que, 1 m³ de asfalto con las características del diseño patrón cuesta 370 soles. Sin embargo, el costo por m³ de asfalto adicionando confitillo en porcentajes de 1 a 5%, ligeramente tiende a disminuir, eso implica que, para grandes volúmenes habría un ahorro económico significativo.

Discusión de los resultados

En esta investigación se determinó que la estabilidad en el diseño patrón fue de 1204 kg y al adicionar el 5% de confitillo en lugar del agregado fino, la estabilidad en la MAC aumentó a 1498 kg, respecto del diseño patrón. Comparando con esta investigación, Medina (2021) al adicionar 5% de vidrio molido a un 5.75% de asfalto, obtuvo una estabilidad de 950 kg, siendo el mínimo

requerido de 815 kg según la norma. También Rosales (2019) al adicionar 10% de cenizas de carbón mineral al 5.5% de asfalto patrón, adquirió una estabilidad en de 2358 kg indicando un valor considerable en comparación con el mínimo requerido de 815 kg. Los resultados de León *et al.* (2020) con un óptimo de 6.1% de CA y adicionando 2% de polímeros SBS su estabilidad es de 1119 kg. También el resultado de Espino *et al.* (2019), al adicionar a una MAC, 10% del material reciclado y 7% de CA, la estabilidad fue de 900 kg. Así mismo la investigación de Cardona-Moncada *et al.* (2023), adicionando 10% de toba volcánica en la mezcla asfáltica obtuvieron una estabilidad de 999 kg.

Al adicionar el 5% de confitillo en MAC, se obtuvo un flujo de 3.81 mm, flujo que incrementó, en comparación al flujo del diseño patrón que fue de 3.41 mm, concordando con el resultado obtenido por Medina (2021) que obtuvo un flujo en la MAC de 3.60 mm al agregar 5 % de vidrio molido a un 5.75% de asfalto patrón, mostrando un incremento referente a 3 mm que es el valor mínimo que nos indica las especificaciones técnicas de la norma del ensayo Marshall. Cardona-Moncada *et al.* (2023) al adicionar 10% de toba volcánica a la mezcla asfáltica obtuvieron un flujo de 4.4 mm y León *et al.* (2020) adicionaron en la MAC 3% de SBS obteniendo un flujo de 3 mm. Igualmente, Espino *et al.* (2019) al adicionar 10% de agregado reciclado de residuos de construcción en la mezcla asfáltica con 5.5% de CA, obtuvieron 4 mm de flujo.

Por otro lado, se discrepa con el resultado obtenido por Rosales (2019), quien al adicionar el 10% de cenizas de carbón mineral al 5.5% de AC, obtuvo un flujo tan solo de 2.6 mm, fuera del intervalo establecido por la norma que considera un mínimo de 3 mm y un máximo de 5 mm.

Al adicionar 5% de confitillo en la MAC, el porcentaje de vacíos aumentó hasta 5.01% en comparación al 4.15% de vacíos del diseño patrón, resultado que supera al valor máximo permitido por las especificaciones técnicas de la norma que es 5 mm. Sin embargo, al adicionar el 4% de confitillo, el porcentaje de vacíos es de 4.91% coincidiendo con el resultado de la investigación que realizó Medina (2021) quien al adicionar 5% de vidrio molido a un 7.75% de asfalto, obtuvo un porcentaje de vacíos del 4% en la MAC. Además, Rosales (2019), con un asfalto de 5.5% y 10% de cenizas de carbón mineral, obtuvo 4.70% de vacíos. De la misma forma, Paz y Rojas (2022) al adicionar

as	3	3
óximo del diseño patrón		
con porcentaje de ligante asfáltico óptimo		

4% de cenizas de carbón mineral obtuvieron un porcentaje de vacíos del 3.1% en la mezcla asfáltica y León *et al.* (2020) obtuvieron 5.1% de vacíos al agregar 3% de SBS a la MAC para un óptimo de 6.10% de CA.

En esta investigación se encontró que el índice de rigidez del diseño patrón fue de 3534 kg/cm, mientras que al adicionar 1, 2, 3, 4 y 5%, los índices de rigidez fueron incrementándose a 3599, 3652, 3730, 3859 y 3951 kg/cm, respectivamente, concordando con Paz y Rojas (2022) quienes al adicionar 4% de cenizas de carbón mineral en una mezcla asfáltica obtuvieron un índice de rigidez de 3608 kg/cm. Así mismo, Rosales (2019) al adicionar 10% de carbón mineral al 5.5% de asfalto obtuvo una rigidez de 3561 kg/cm, valor cercano al obtenido al adicionar 1% de confitillo. Medina (2021), adicionando 5% de vidrio molido en 5.75% de AC, obtuvo 2635 kg/cm de índice de rigidez, un valor muy por debajo de los obtenidos en las investigaciones mencionadas.

En la presente investigación, el costo generado por la elaboración de 1 m³ de MAC del diseño patrón, sin IGV es de 1450 soles. Sin embargo, al adicionar confitillo a la MAC, el costo se vio reducido a 1400 soles, distinguiendo un ahorro de 50 soles. La disminución del costo general de la elaboración de 1 m³ de MAC, se debe a que el costo de confitillo es menor que la de arena zarandeada, anotando también que el costo depende del contexto y de la cantera de la cual se adquieren los materiales.

Conclusiones

Adicionar confitillo en lugar de agregado fino en la MAC en porcentajes de 1, 2, 3, 4 y 5%, influye positivamente en la estabilidad, pues a medida que se adiciona más confitillo, la estabilidad incrementa, en comparación a la estabilidad obtenida en el diseño patrón. Al comparar el flujo del diseño patrón con la MAC adicionando confitillo en lugar del agregado fino en 1, 2, 3, 4 y 5%, se obtuvo un incremento en el flujo, concluyendo que, a más adición de confitillo mayor es el flujo en la MAC. Además, el porcentaje de vacíos aumenta, acercándose al máximo permitido por la norma cuando se adiciona porcentajes menores al 5%. Sin embargo, cuando se adiciona 5% de confitillo, el porcentaje de vacíos supera al máximo indicado por las especificaciones de las normas MTC (2014), ASTM D1883 (2021) y AASHTO (1993). También la adición de confitillo

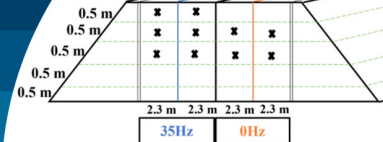
de 1 a 5% en la MAC mejora positivamente el índice de rigidez en comparación al diseño patrón, concluyendo que, a mayor adición de confitillo, mayor es el índice de rigidez de la MAC.

Los valores de CBR encontrados son de 3.8% y 3.3% que corresponden a suelos arcillosos y limosos. Estos valores corresponden a una subrasante regular según CE-010 (2010). Según esto, la estructura del pavimento comprende 10 cm de carpeta asfáltica, 30 cm de base granular y 40 cm de subbase granular. La adición de confitillo en la MAC reduce el espesor de la capa asfáltica a 5 cm, la base granular a 16 cm y la sub base a 20 cm, acorde con la norma CE-010 (2010). Finalmente, adicionar confitillo en de 1 a 5% a la MAC, en lugar de agregado fino reduce el costo por m³ de asfalto, en comparación a los generados en una MAC convencional, generando un ahorro a tener en cuenta.

Referencias

- AASHTO (1993). Guide for design of pavement structures. American Association of State Highway Transportation Officials. Washington DC, USA
- Alzate, S. (2019). *Sistema de clasificación de severidad de daños en pavimentos flexibles para determinar posibles intervenciones*. Proyecto de título de Ingeniero Civil, Especialista en Vías y Transporte. Universidad EIA, Colombia
- ASTM D5 (2020). Standard test method for penetration of bituminous materials. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D1883 (2021). Standard test method for California Bearing Ratio (CBR) of laboratory-compacted soils. West Conshohoken PA, USA
- Botasso, G. y Segura, A. (2013). Estudio experimental de microaglomerado asfáltico antiderrapante modificado con NFU. *Obras y Proyectos* 14, 36-44
- Cardona-Moncada, V.H., López-Lara, T., Horta-Rangel, J.M. y Hernández-Zaragoza, J.B. (2023). Estabilidad y flujo en una mezcla asfáltica con sustitución parcial en el agregado pétreo por desechos de toba volcánica. *Ingeniería, Investigación y Tecnología* 24(1), 1-12
- CE.010 (2010). Pavimentos urbanos DS N° 010-2010. Lima, Perú

- Céspedes, J. (2000). *Los pavimentos en las vías terrestres*. Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca, Perú
- Delgado, V.M. (2019). *Evaluación del confitillo de la piedra chancada como material de agregado y su influencia en la durabilidad y resistencia del concreto*. Trabajo de título de Ingeniero Civil, Universidad Alas Peruanas. Huánuco, Perú.
- Duran, O.D. y Gil, G.G. (2021). *Estudio del comportamiento de mezclas asfálticas con 100% RAP y adición de cal hidratada*. Trabajo de título de Especialista en Ingeniería de Pavimentos, Universidad Católica de Colombia, Bogotá, Colombia
- Espino, C.U., Lara, C., Trujillo, I., Tafolla, E. y Nuñez, E.A. (2019). Elaboración de mezclas asfálticas en caliente con adición de residuos de construcción y demolición (concreto hidráulico) en un 10% y 20% como sustitución de agregado pétreo natural. *XV Congreso Latino-Americano de Patología de Construcción-XVII Congreso de Control de Calidad en la Construcción*. F.A. Alonso y F.J. Olguín (eds.), Chiapas, México
- García, C. (2020). *Reutilización de residuos poliméricos para la fabricación de mezclas asfálticas sostenibles con áridos volcánicos marginales de Canarias*. Tesis doctoral, Universidad de Las Palmas de Gran Canaria, España
- IBM (2020). Statistical package for the social sciences. New York, USA
- Kaa, B., Mogoruzza, R. y Anguizola, I. (2016). Análisis de propiedades de mezclas asfálticas modificadas en Panamá. *Revista de Iniciación Científica* 2 (1), 48-53
- León, P.J., Maila, J.H. y Albuja, E.W. (2020). Influencia de aditivos (polímeros y polialuminio) en las propiedades físico-mecánicas de mezclas asfálticas en caliente. *FIGEMPA: Investigación y Desarrollo* 9(1), 60-71
- Medina, M.R. (2021). *Utilización del vidrio reciclado para mejorar la carpeta asfáltica del pavimento flexible en la Av. Leguía cuadras 01 a 26 Chiclayo – Lambayeque 2021*. Trabajo de título de Ingeniero Civil, Universidad César Vallejo, Chiclayo, Perú
- MTC (2014). Manual de carreteras, suelos geología, geotecnia y pavimentos. Instituto de la Construcción y Gerencia ICG. Lima, Perú
- Paz, H. y Rojas, A.A. (2022). *Evaluación del comportamiento mecánico de una mezcla asfáltica con cenizas de carbón mineral*. Trabajo de título de Ingeniero Civil, Universidad César Vallejo, Lima, Perú.
- Reyes, O.J., Troncoso, J.R. y Camacho, J.F. (2006). Comportamiento mecánico y dinámico de una mezcla asfáltica con adición de cenizas volantes. *Ingeniería y Universidad* 10(1), 1-30
- Rosales, J.G. (2019). *Resistencia a la deformación de una mezcla asfáltica en caliente con adición de un 10% por cenizas de carbón mineral*. Trabajo de título de Ingeniero Civil. Universidad San Pedro. Lima, Perú
- Segura, A., Botasso, G., Raggiotti, B., Zapata, I. y Rebollo, O. (2023). Valoración inicial de mezclas asfálticas retardante de fisuras reflejas elaboradas con asfaltos con alta incorporación de NFU. *Obras y Proyectos* 34, 18-28



Assessment of strength and stiffness properties of compacted filtered iron ore tailings-Portland cement blends field stack

Evaluación de las propiedades de resistencia y rigidez de mezclas compactadas de relaves de hierro filtrados con cemento Portland apiladas in situ

Fecha de entrega: 1 de marzo 2025

Fecha de aceptación: 4 de abril 2025

Nilo Cesar Consoli¹, Aghileh Khajeh¹, João Paulo de Sousa Silva², Hélder Mansur Chaves³, Juan Pablo Ocampo-Patiño¹ and Jorge Hernán Florez Gálvez⁴

¹ Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Graduate Program in Civil Engineering, Porto Alegre, Brazil, consoli@ufrgs.br (Orcid: 0000-0002-6408-451X), aghileh.khajeh@ufrgs.br

² Exploration and Mineral Projects, Mineral Development Centre VALE S.A., Santa Luzia, Brazil, joao.paulo.silva@vale.com (Orcid: 0000-0001-9829-880X)

³ Universidade Federal do Pará, Department of Civil Engineering, Brazil, heldermansurchaves@hotmail.com

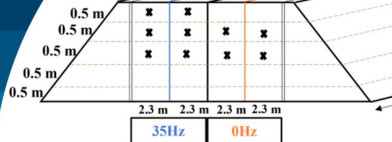
⁴ Universidad del Quindío, Department of Civil Engineering, Armenia, Colombia, jhflorez@uniquindio.edu.co

Dry stacking of iron ore tailings (IOTs) with cementitious materials is a viable disposal option, but its large-scale implementation faces challenges. Therefore, this study investigates the key factors influencing compaction in real field conditions, including moisture content (optimum moisture content and less than optimum moisture content), vibration frequency (0 Hz and 35 Hz), and number of roller passes (4P and 6P). To achieve this objective, an experimental IOT stack was constructed in five different layers using a specific amount of Portland cement as a cementing agent (2.5% by dry solid weight). Then, laboratory tests, such as unconfined compression, splitting tensile, and ultrasonic pulse velocity (UPV), were conducted on undisturbed samples to evaluate the unconfined compressive strength (q_u), splitting tensile strength (q_t), and initial shear modulus (G_0). Based on the laboratory tests conducted on the field-collected specimens, it was concluded that samples with moisture contents closer to the optimum moisture content (OMC), exposed to vibration, and subjected to six-roller passes exhibited superior mechanical performance. This study provides insights into optimizing the compaction process for large-scale IOT stack structures.

Keywords: iron ore tailings (IOTs), experimental stack, undisturbed samples, compressive strength, tensile strength, shear modulus

El apilamiento en seco de relaves de hierro (RH) con materiales cementantes es una opción viable de depósito, pero su implementación a gran escala enfrenta desafíos. Por lo tanto, este estudio investiga los factores clave que influyen en la compactación en condiciones de terreno reales, incluido el contenido de humedad (contenido de humedad óptimo y contenido de humedad inferior al óptimo), frecuencia de vibración (0 Hz y 35 Hz) y el número de pasadas de rodillo (4P y 6P). Para lograr este objetivo, se construyó una pila experimental de RH en cinco capas diferentes utilizando una cantidad específica de cemento Portland como agente cementante (2.5% en peso sólido seco). Luego, se realizaron ensayos de laboratorio, como compresión no confinada, tracción y velocidad de pulso ultrasónico (UPV), en muestras no perturbadas para evaluar la resistencia a la compresión no confinada (q_u), la resistencia a la tracción (q_t) y el módulo de corte inicial (G_0). Con base en los ensayos de laboratorio realizados en las muestras recolectadas en terreno, se concluyó que las muestras con contenidos de humedad más cercanos al contenido de humedad óptimo (CHO), expuestas a vibración y sujetas a seis pasadas de rodillo exhibieron un rendimiento mecánico superior. Este estudio proporciona información para optimizar el proceso de compactación para estructuras de pilas de RH a gran escala.

Palabras clave: relaves de hierro RH, pilas de ensayo, muestras no perturbadas, resistencia a la compresión, resistencia a la tracción, módulo de corte



Introduction

Large quantities of mine tailings, predominantly composed of crushed rock and processing fluids from mills, washeries, or concentrators, are generated annually (Kossoff *et al.*, 2014). Concerns have arisen regarding the potential risks associated with the production of tailings, such as contamination caused by the dispersion of dust, seepage, or the failure of tailings dam walls, as well as the direct disposal of tailings into waterways (Edraki *et al.*, 2014).

The available methods for storing these tailings, such as embankments, dams, and surface land for dry stacking, are predominantly utilized in tailings storage facilities (Amoah *et al.*, 2018; Wei *et al.*, 2013; Xu *et al.*, 2020). Dry stacking is considered one of the most advanced techniques for storing tailings and offers numerous advantages (Cox *et al.*, 2023; Li *et al.*, 2022; Wagner *et al.*, 2023). This method enhances the stability of tailings deposits while minimizing the contamination of surface and underground water. By providing an alternative to conventional slurry disposal in tailings dams, dry stacking significantly reduces the risks associated with tailings runoff and potential dam failures (Consoli *et al.*, 2022).

While unexpected weather conditions such as heavy rainfall can lead to the failure of traditional tailings dams, dry stacking provides increased security due to the utilization of filtered and compacted materials (Davies, 2011). Studies have shown that the dry stacking of tailings, such as implementing a dewatering plant for iron ore tailings in Brazil, can be more cost-effective and sustainable than maintaining tailings dams (Gomes *et al.*, 2016). Furthermore, the dewatering of coal tailings slurries through filtration or centrifugation techniques can transform them into a semi-solid state known as cake, which can be disposed of safely (Doi *et al.*, 2023).

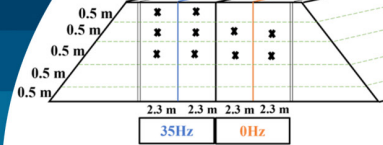
To ensure the stability of the tailings, the addition of cementitious materials can further enhance the mechanical properties of the tailings (Carvalho *et al.*, 2023; dos Santos *et al.*, 2022; Mafessoli *et al.*, 2023; Servi *et al.*, 2022). Moreover, the chosen design parameters should accurately reflect the performance of the structure in real conditions (Bittar Marin *et al.*, 2023).

Various studies have investigated the impact of moisture

content on different types of tailings, as it is a crucial factor in diverse geotechnical applications, including dry stacking (Osinubi *et al.*, 2015; Rima and Beier, 2022). Bastos *et al.* (2016) reported the changes in moisture content and dry density of iron ore tailings (IOTs) when different stabilizers, such as lime, Portland cement, and slag, were incorporated. They found that the chemically stabilized mixtures exhibited a decrease in maximum dry density (MDD) and an increase in the optimum moisture content (OMC) compared to the natural tailings sample. The increased fineness of the mixtures led to higher water dosages, resulting in higher OMC. Regardless of the binder type (Portland cement/lime/slag), an increase in binder content caused a reduction in the MDD of the mixtures and an increase in OMC.

Furthermore, numerous studies have evaluated the behavior of IOTs in various applications, including pavement engineering, road infrastructure, cementitious composites, and dry stacking (Djellali *et al.*, 2019; Huang *et al.*, 2013; Schatzmayr Welp Sá *et al.*, 2022). In a laboratory-scale study, Consoli *et al.* (2022) proposed stacking compacted filtered IOT–Portland cement blends for tailings disposal, considering the effects of different cement contents and compaction degrees. The presence of the binder in the mixture improved the compaction properties and reduced the liquefaction potential.

The current study aims to address the gaps in the literature regarding dry stacking applications by examining the key factors affecting the type of compaction on the mechanical behavior of cemented IOTs under real field conditions. To achieve this, an experimental stack was constructed on-site, considering variables such as compaction moisture content, exposure to vibration frequency (or not) during compaction, and the number of roller passes. The study focuses on assessing various properties, including compressive strength (q_u), splitting tensile strength (q_t), and initial shear modulus (G_0). A series of laboratory tests, namely, unconfined compression, splitting tensile, and ultrasonic pulse velocity (UPV), were conducted to determine these properties. By examining the mechanical behavior of cemented IOTs under real field conditions and comprehensively evaluating a range of geotechnical parameters, this study provides valuable insights for the design and implementation of dry stacks.



Materials and methods

The iron ore tailings used in this research to construct the piles were obtained from a dewatering plant located in Minas Gerais, southeast Brazil. These tailings are a byproduct of iron ore processing production. The grain size distribution curve of the IOTs is presented in Figure 1, and its physical characteristics are listed in Table 1. The studied tailings are classified as Inorganic silt (ML) according to the Unified Soil Classification System (USCS), with a high percentage of fine sand and silt.

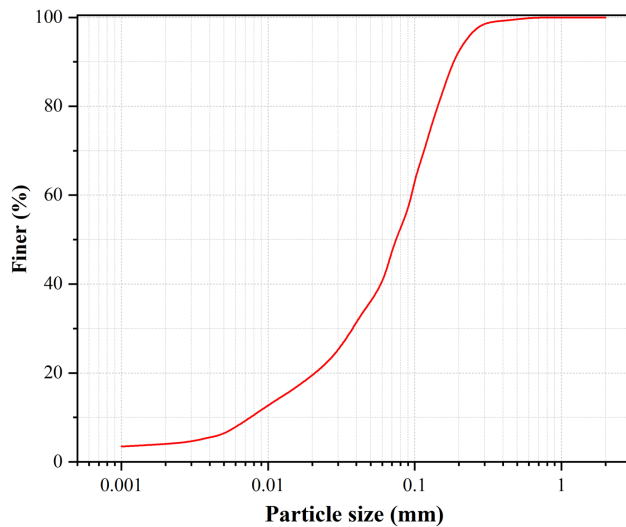


Figure 1: Particle size distribution of the studied iron ore tailings (IOTs)

Table 1: Physical properties of the studied IOTs

Physical property	Content/Description	Standard designation
Specific gravity of solid particles, G_s	3.08	ASTM D854 (2014)
Plasticity index, %	Nonplastic	ASTM D4318 (2010)
Coarse sand (0.425 mm < diameter < 2.0 mm), %	0.00	ASTM D7928 (2017)
Medium sand (0.425 mm < diameter < 0.2 mm), %	0.00	
Fine sand (0.075 mm < diameter < 0.425 mm), %	48.00	
Silt (0.002 mm < diameter < 0.075 mm), %	48.27	
Clay (diameter < 0.002 mm), %	3.73	
Mean particle diameter, mm	0.09	
Uniformity coefficient C_u	10.47	ASTM D2487 (2011)
USCS Classification	Inorganic silt (ML)	

The Proctor compaction tests were carried out and the maximum dry densities (MDD) corresponding to standard, intermediate, and modified compaction energy were measured at 19.6, 20.07, and 20.96 kN/m³, respectively, following the standard NBR 7182 (2020), these results are presented in Figure 2. The respective Optimum Moisture Contents (OMC) were: 11.4%, 10.05%, and 8.86%. In this study, an intermediate energy level is employed for the compaction process in the field.

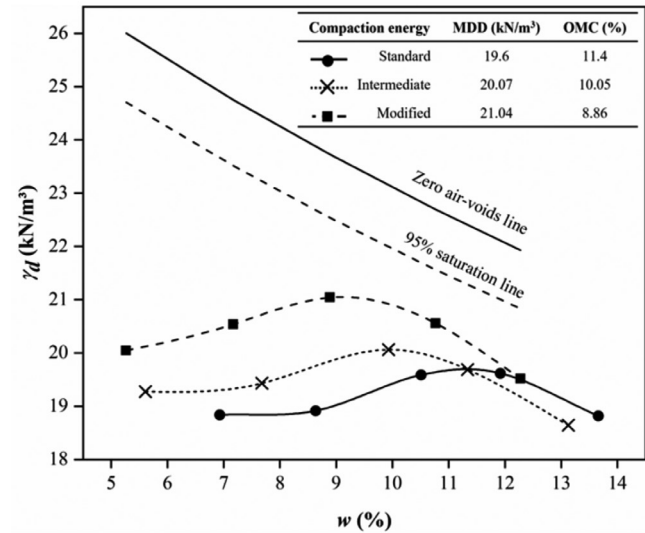


Figure 2: Compaction curves of the studied iron ore tailings at standard, intermediate, and modified energies.

As the binding material, the study employed a widely used commercial version of cement, namely high early-strength Portland cement (PC III) (ASTM C150, 2022). The cement's specific gravity was determined per the ASTM D854 (2014) and was found to be 3.05. Some preliminary laboratory tests were conducted to determine the appropriate cement content for constructing the experimental stack. A single representative cement content (PC III = 2.5%) was then selected for the construction of the experimental stack.

An experimental stack was constructed using a blend of IOTs and 2.5% Portland cement. One side of the stack was initially compacted using a vibratory roller compactor at a frequency of 35 Hz, while the other side was compacted afterward without vibration. The stack was then divided into two pieces, each compacted with a different number of roller passes (4P and 6P). The stack underwent compaction in five distinct layers to a thickness of 50 cm.

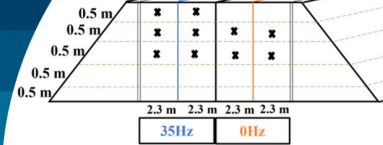
The unconfined compression and splitting tensile tests were conducted following the ASTM D2166 (2006) and ASTM C496/C496M (2017), respectively. Both tests were performed at a constant displacement rate of 1.14 mm/min using a load cell with a maximum capacity of 10 kN. It is noteworthy that the specimens were submerged in water for 24 hours before testing to minimize suction effects, as suggested by Consoli *et al.* (2007). Ultrasonic Pulse Velocity (UPV) tests were conducted to assess the stiffness of the IOTs-PC III specimens at very small strains. The PunditLab portable device, equipped with 150 kHz transducers capable of emitting and receiving shear waves, was utilized for this purpose. These transducers were attached to the top and bottom of the samples using a coupler gel. Before the unconfined compression test specimens were immersed in water, they underwent non-destructive testing to measure their initial shear modulus.

Diagram illustrating the measurement volume for a 5-layer system. The volume is defined by dimensions 15 m (length), 45 m (width), and 0.5 m (height per layer). The layers are labeled Layer 01 to Layer 05. The top surface is divided into four regions labeled 4P, 6P, 6P, and 4P. The bottom surface is divided into four regions labeled 35Hz, 0Hz, 35Hz, and 0Hz. The regions are separated by dashed lines. The regions are labeled 'W_{opt}' and 'Less than W_{opt}'. The regions are labeled 'Collection Points for Undisturbed Samples'.

Results and discussion

Compaction properties

The data in Tables 2 and 3 show the compaction properties of the tested samples from layers compacted with moisture below OMC and at OMC, respectively. As can be seen, the data aligns well with the compaction curve of the tailings, indicating consistency. The OMC of the intermediate energy level (10.05%) was used as the reference for on-site stack compaction. The average moisture in the layer with less



than OMC was 6.87%, while the layer compacted at OMC had 9.73% moisture, which is very close to the laboratory measurement. Achieving the same level of compaction in the field as in the laboratory can be challenging due to the larger scale and other practical limitations.

Table 2: Details of the moisture content and dry density of the tested data points in the layer compacted with less than optimum moisture content

Unconfined compression test				Splitting tensile test			
No.	Designation	w, %	γ_d , kN/m ³	No.	Designation	w, %	γ_d , kN/m ³
1	4P-0Hz	8.61	19.50	1	4P-0Hz	8.62	19.45
2	4P-0Hz	8.41	19.38	2	4P-0Hz	7.27	19.52
3	4P-35Hz	7.35	19.87	3	4P-35Hz	7.00	19.64
4	4P-35Hz	6.83	19.57	4	4P-35Hz	7.13	19.67
5	4P-35Hz	7.47	19.74	5	4P-35Hz	7.05	19.49
6	4P-35Hz	6.96	19.17	6	6P-0Hz	6.71	18.97
7	4P-35Hz	7.04	19.39	7	6P-0Hz	6.25	18.67
8	6P-0Hz	6.31	18.50	8	6P-0Hz	6.22	18.98
9	6P-0Hz	6.40	18.67	9	6P-0Hz	5.46	18.54
10	6P-0Hz	7.23	19.21	10	6P-35Hz	6.56	19.56
11	6P-0Hz	7.10	19.00	11	6P-35Hz	6.00	19.75
12	6P-35Hz	6.22	20.07				
13	6P-35Hz	6.94	19.85				
14	6P-35Hz	4.52	19.38				

Table 3: Details of the moisture content and dry density of the tested data points in the layer compacted with optimum moisture content

Unconfined compression test				Splitting tensile test			
No.	Designation	w, %	γ_d , kN/m ³	No.	Designation	w, %	γ_d , kN/m ³
1	4P-0Hz	10.07	19.74	1	4P-0Hz	10.29	20.00
2	4P-0Hz	9.83	20.00	2	4P-0Hz	11.12	19.62
3	4P-0Hz	10.08	19.57	3	4P-35Hz	8.76	20.25
4	4P-0Hz	10.55	19.61	4	4P-35Hz	9.63	20.31
5	4P-35Hz	8.91	20.41	5	4P-35Hz	8.93	19.55
6	4P-35Hz	9.21	20.51	6	4P-35Hz	9.16	19.78
7	4P-35Hz	10.17	19.74	7	6P-0Hz	11.65	19.71
8	4P-35Hz	9.79	19.61	8	6P-0Hz	9.14	20.07
9	6P-0Hz	11.16	19.73	9	6P-0Hz	9.76	19.83
10	6P-0Hz	8.62	20.17	10	6P-35Hz	8.92	19.92
11	6P-0Hz	10.11	19.71	11	6P-35Hz	10.04	19.46
12	6P-35Hz	8.60	20.17	12	6P-35Hz	9.01	19.88
13	6P-35Hz	9.25	19.96				
14	6P-35Hz	10.34	19.45				

Strength and stiffness properties

Figures 4, 5, and 6 illustrate the variations in the unconfined compressive strength q_u , splitting tensile strength q_t , and initial shear modulus G_0 of undisturbed samples retrieved from different constructed layers with varying moisture contents. The figures show that similar trends can be observed in the variations of strength and stiffness properties.

As can be seen from Figures 4 and 5, the range for q_u is between 505 and 882 kPa, and the range of q_t for the undisturbed samples falls between 70 and 140 kPa. Furthermore, based on Figure 6, the range of G_0 is found to be between 1349 and 1774 MPa.

From the results of these figures, it can be concluded that an increase in the number of roller passes improves the strength and stiffness properties of the compacted IOT stacks. Specifically, the sample taken from layer 04

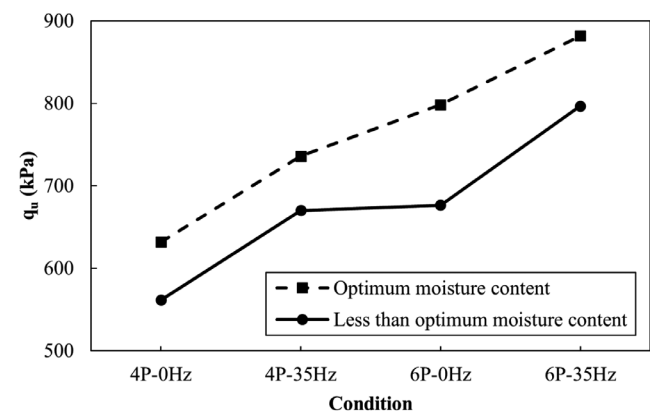


Figure 4: Variations of q_u versus different moisture contents, vibration frequencies, and the number of roller passes

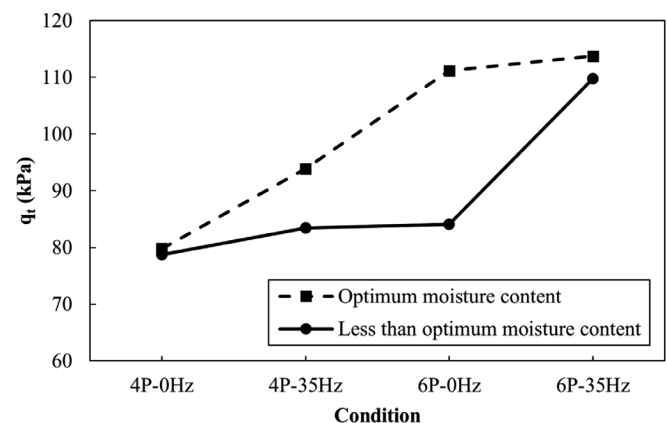
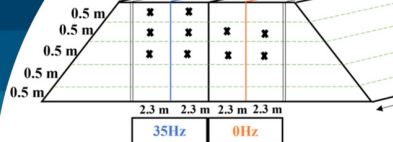


Figure 5: Variations of q_t versus different moisture contents, vibration frequencies, and the number of roller passes



(compacted at the optimum moisture content) reached a q_u value of 881.9 kPa, while the G_0 value reached 1774.8 MPa in the sample from layer 03 (compacted at a moisture content less than the optimum).

Furthermore, the samples subjected to vibration frequency exhibited higher strength and stiffness values compared to those without vibration frequency. It is worth noting that the strength ranges of all the samples meet the requirements for dry stacking applications.

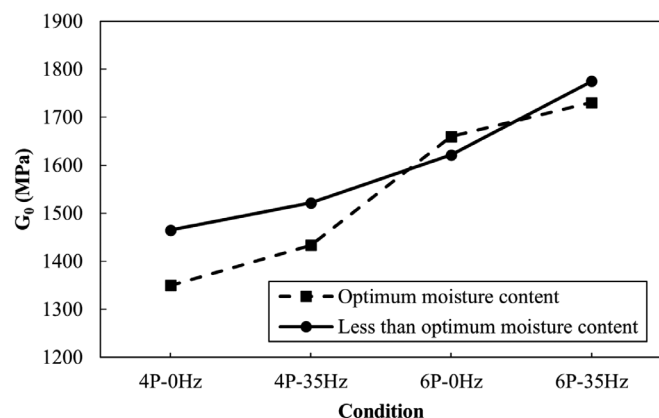


Figure 6: Variations of G_0 versus different moisture contents, vibration frequencies, and the number of roller passes

Conclusions

The purpose of this study was to investigate the mechanical performance of a constructed stack by applying the practical technique of dry stacking in real-world conditions. This was accomplished by blending iron ore tailings and Portland cement (IOTs-PC III blends) and considering various influential factors on-site, such as moisture content, vibration frequency, and the number of roller passes. The results showed similar trends in the variations of compressive strength, splitting tensile strength, and initial shear modulus properties. The study concluded that increasing the number of roller passes improved the strength and stiffness properties of the stack. Also, the samples subjected to vibration frequency exhibited slightly higher strength and stiffness values compared to those without vibration frequency.

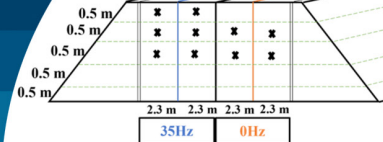
Acknowledgements

The research group wishes to thank VALE S.A., the Brazilian Research Council (CNPq), and MEC-CAPES

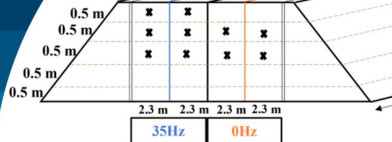
(PROEX) for all their support.

References

- Amoah, N., Dressel, W. and Fourie, A. (2018). Characterisation of unsaturated geotechnical properties of filtered magnetite tailings in a dry stack facility. *21st International Seminar on Paste and Thickened Tailings*, Paste 2018, Perth, Australia, 375–388 https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1805_31_Amoah
- ASTM C150 (2022). Standard specification for Portland cement. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- ASTM C496/C496M (2017). Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- ASTM D854 (2014). Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- ASTM D2166 (2006). Standard test method of unconfined compressive strength of cohesive soil. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- ASTM D2216 (2019). Test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- ASTM D2487 (2011). Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International, West Conshohocken, PA
- ASTM D4318 (2010). Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. ASTM International, Conshohocken, PA, USA
- ASTM D4643 (2017). Test method for determination of water (moisture) content of soil by microwave oven heating. ASTM International, Conshohocken, PA, USA
- ASTM D7928 (2017). Standard test method for particle-size distribution (gradation) of fine-grained soils using the sedimentation (hydrometer) analysis. ASTM International, Conshohocken, PA, USA
- Bastos, L.A. de C., Silva, G.C., Mendes, J.C. and Peixoto, R.A. F. (2016). Using iron ore tailings from tailing dams as road material. *Journal of Materials in Civil Engineering* 28(10), 04016102. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001613](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001613)
- Bittar Marin, E.J., Quiñónez Samaniego, R.A., Tebechrani



- Neto, A. and Consoli, N.C. (2023). Cement stabilized soil field samples: quality control for bases and sub-bases. *Geotechnical and Geological Engineering* **41**(7), 4169–4184. <https://doi.org/10.1007/s10706-023-02514-5>
- Carvalho, J.V. de A., Wagner, A.C., Scheuermann Filho, H.C., Chaves, H.M., Silva, J.P.S., Delgado, B.G. and Consoli, N.C. (2023). Evaluation of strength parameters for application in cemented iron ore tailings stacks. *Indian Geotechnical Journal* **53**(4), 775–788. <https://doi.org/10.1007/s40098-023-00712-9>
- Consoli, N.C., Foppa, D., Festugato, L. and Heineck, K.S. (2007). Key parameters for strength control of artificially cemented soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **133**(2), 197–205. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:2\(197\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:2(197))
- Consoli, N.C., Vogt, J.C., Silva, J.P.S., Chaves, H.M., Scheuermann Filho, H.C., Moreira, E.B. and Lotero, A. (2022). Behaviour of compacted filtered iron ore tailings–Portland cement blends: New Brazilian trend for tailings disposal by stacking. *Applied Sciences* **12**(2), 836. <https://doi.org/10.3390/app12020836>
- Cox, B., Innis, S., Steen, J. and Kunz, N. (2023). The environmental and economic case for valuing water recovery and its relationship with tailings storage conservation. *Minerals Engineering* **201**, 108157. <https://doi.org/10.1016/j.mineng.2023.108157>
- Davies, M. (2011). Filtered dry stacked tailings: the fundamentals. *Tailings and Mine Waste Conference*, Vancouver, BC, Canada, <https://doi.org/10.14288/1.0107683>
- Djellali, A., Laouar, M.S., Saghafi, B. and Houam, A. (2019). Evaluation of cement-stabilized mine tailings as pavement foundation materials. *Geotechnical and Geological Engineering* **37**(4), 2811–2822. <https://doi.org/10.1007/s10706-018-00796-8>
- Doi, A., Nguyen, T.A.H., Nguyen, N.N., Nguyen, C.V., Raji, F. and Nguyen, A.V. (2023). Enhancing shear strength and handleability of dewatered clay-rich coal tailings for dry-stacking. *Journal of Environmental Management* **344**, 118488. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2023.118488>
- dos Santos, C.P., Bruschi, G.J., Mattos, J.R.G. and Consoli, N.C. (2022). Stabilization of gold mining tailings with alkali-activated carbide lime and sugarcane bagasse ash. *Transportation Geotechnics* **32**, 100704. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100704>
- Edraki, M., Baumgartl, T., Manlapig, E., Bradshaw, D., Franks, D.M. and Moran, C.J. (2014). Designing mine tailings for better environmental, social and economic outcomes: a review of alternative approaches. *Journal of Cleaner Production* **84**(1), 411–420 <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2014.04.079>
- Gomes, R.B., De Tomi, G. and Assis, P.S. (2016). Iron ore tailings dry stacking in Pau Branco mine, Brazil. *Journal of Materials Research and Technology* **5**(4), 339–344 <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2016.03.008>
- Huang, X., Ranade, R. and Li, V.C. (2013). Feasibility study of developing green ECC using iron ore tailings powder as cement replacement. *Journal of Materials in Civil Engineering* **25**(7), 923–931. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000674](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000674)
- Kossoff, D., Dubbin, W.E., Alfredsson, M., Edwards, S.J., Macklin, M.G., and Hudson-Edwards, K.A. (2014). Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts, and remediation. *Applied Geochemistry* **51**, 229–245. <https://doi.org/10.1016/j.apgeochem.2014.09.010>
- Li, Q., Wu, B.Z., Li, X., Jia, S., Zhen, F.H. and Gao, S. (2022). The relatively stable seepage field: A new concept to determine seepage field in the design of a dry-stack tailings pond. *Applied Sciences* **12** (23), 12123, <https://doi.org/10.3390/app122312123>
- Mafessoli, M., Marques, S.F.V., Scheuermann Filho, H.C. and Consoli, N.C. (2023). Response of artificially cemented iron ore tailings for dry stacking disposal over a wide range of stresses. *Indian Geotechnical Journal* **53**(4), 904–915. <https://doi.org/10.1007/s40098-023-00711-w>
- NBR 7182 (2020). Compaction test. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Sao Paulo, Brazil
- Osinubi, K.J., Yohanna, P. and Eberemu, A.O. (2015). Cement modification of tropical black clay using iron ore tailings as admixture. *Transportation Geotechnics* **5**, 35–49. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2015.10.001>
- Rima, U.S. and Beier, N.A. (2022). Effects of seasonal weathering on dewatering and strength of an oil sands tailings deposit. *Canadian Geotechnical Journal* **59**(3), 447–457. <https://doi.org/10.1139/cgj-2020-0533>
- Schatzmayer Welp Sá, T., Oda, S., Balthar, V.K. and Toledo Filho, R. (2022). Use of iron ore tailings and sediments on pavement structure. *Construction and Building Materials*, **342**, 128072. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128072>

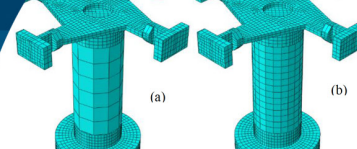


Servi, S., Lotero, A., Silva, J.P.S., Bastos, C. and Consoli, N.C. (2022). Mechanical response of filtered and compacted iron ore tailings with different cementing agents: focus on tailings-binder mixtures disposal by stacking. *Construction and Building Materials* **349**, 128770. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128770>

Wagner, A.C., Carvalho, J.V., Silva, J.P.S, Scheuermann Filho, H.C., and Consoli, N.C. (2023). Dry stacking of iron ore tailings: possible particle breakage during compaction. *Geotechnical Engineering* **177**(6), 779-787, <https://doi.org/10.1680/jgeen.22.00216>

Wei, Z., Yin, G., Wang, J.G., Wan, L. and Li, G. (2013). Design, construction and management of tailings storage facilities for surface disposal in China: Case studies of failures. *Waste Management & Research* **31**(1), 106-112, <https://doi.org/10.1177/0734242X12462281>

Xu, W., Tian, M. and Li, Q. (2020). Time-dependent rheological properties and mechanical performance of fresh cemented tailings backfill containing flocculants. *Minerals Engineering* **145**, 106064. <https://doi.org/10.1016/j.mineng.2019.106064>



A preliminary study for numerical representation of resonant column experiments in sand

Estudio preliminar de la representación numérica de experimentos de columna resonante en arena

Fecha de entrega: 28 de febrero 2025

Fecha de aceptación: 4 de abril 2025

Mohammad Zaid, Giovanni Cascante and Dipanjan Basu

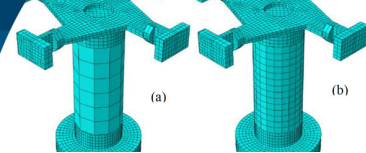
University of Waterloo, Department of Civil and Environmental Engineering, Canada, mzaid@uwaterloo.ca (Orcid: 0000-0001-6610-8960), gcascante@uwaterloo.ca (Orcid: 0000-0001-8165-2825), dipanjan.basu@uwaterloo.ca (Orcid: 0000-0002-7358-2123)

This paper represents a collaborative effort utilizing the finite element method to simulate the resonant column (RC) apparatus. The aim is to explore how soil dynamic properties change with varying strain levels. The RC test, renowned for its ability to analyze soil behaviour under dynamic loads, is the focus of our study. However, accurate measurement of dynamic properties using the RC can be influenced by several factors, necessitating further investigation. These factors, including strain uniformity, base fixity, strain localization, top-platen coupling, sample shape, and soil uniformity, are the key areas of our research. To gain a deeper understanding of the effects of these variables on measured shear wave velocity and damping ratio, we performed finite element analysis using Abaqus/Explicit, a commercial finite element package based on continuum mechanics. The model was based on the specific RC setup configuration at the University of Waterloo. Initial parameters included the low-strain properties of sand (shear modulus, Poisson's ratio, damping ratio) with shear strain adjusted as a loading variable. Torsional loads were applied across shear strains from 10^{-5} to 10^{-4} . The element size of the soil specimen mesh was varied to 25 mm, 10 mm, 7.5 mm, and 5 mm to observe its effect on the outcomes of the RC test. The finite element model analyzed the free vibration of the cylindrical sand sample post-forced vibration, assessing dynamic properties. Modal analysis of the RC configuration was performed to verify the primary influence of the first torsional mode. A Z-factor has been proposed as a multiplier of experimentally obtained damping ratio. Comparisons of damping ratios and resonant frequencies at various shear strains between finite element modelling and laboratory data demonstrate a strong correlation in the case of nonlinear shear strain, with differences firmly ranging from 0.50% to 3.5%.

Keywords: resonant column test, Abaqus, damping ratio, shear modulus, mesh convergence

Este artículo representa un esfuerzo colaborativo que utiliza el método de elementos finitos para simular el equipo de columna resonante (CR). El objetivo es explorar cómo cambian las propiedades dinámicas del suelo con diferentes niveles de deformación. El ensayo CR, reconocido por su capacidad para analizar el comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas, es el foco de nuestro estudio. Sin embargo, la medición precisa de las propiedades dinámicas utilizando la CR puede verse influenciada por varios factores, lo que requiere una mayor investigación. Estos factores, que incluyen la uniformidad de la deformación, fijación de la base, localización de la deformación, acoplamiento de la placa superior, forma de la muestra y uniformidad del suelo, son áreas clave de nuestra investigación. Para obtener una comprensión más profunda de los efectos de estas variables en la velocidad de onda de corte medida y la razón de amortiguamiento, realizamos un análisis de elementos finitos utilizando Abaqus/Explicit, un paquete comercial de elementos finitos basado en la mecánica de medios continuos. El modelo se basó en la configuración específica de CR en la Universidad de Waterloo. Los parámetros iniciales incluyeron las propiedades de la arena en pequeñas deformaciones (módulo de corte, coeficiente de Poisson, razón de amortiguamiento) con la deformación de corte ajustada como una variable de carga. Se aplicaron cargas de torsión a través de deformaciones de corte de 10^{-5} a 10^{-4} . El tamaño del elemento de la malla de la muestra de suelo se varió de 25 mm, 10 mm, 7.5 mm y 5 mm para observar su efecto en los resultados del ensayo CR. El modelo de elementos finitos analizó la vibración libre de la muestra de arena cilíndrica después de la vibración forzada, evaluando las propiedades dinámicas. Se realizó un análisis modal de la configuración CR para verificar la influencia primaria del primer modo de torsión. Se ha propuesto un factor Z como multiplicador de la razón de amortiguamiento obtenida experimentalmente. Las comparaciones de las razones de amortiguamiento y las frecuencias de resonancia en varias deformaciones de corte entre el modelado de elementos finitos y los datos de laboratorio demostraron una correlación estrecha en el caso de deformaciones de corte no lineales con diferencias que oscilan entre 0.5% y 3.5%.

Palabras clave: ensayo de columna resonante, Abaqus, razón de amortiguamiento, módulo de corte, convergencia de malla



Introduction

Shear wave analysis has revolutionized the way engineers understand and design structures to withstand seismic forces. This technique, which has found applications in diverse fields such as geotechnical engineering, construction, aerospace, and manufacturing, allows for non-destructive evaluation of material defects. The versatility and broad applicability of essential methodologies like cross-hole and down-hole seismic testing, multi-channel analysis of surface waves (MASW), and seismic cone penetration testing (SCPT) underscore the importance of this technique in revealing subsurface traits (Drnevich, 1978; Cascante *et al.*, 2003; ASTM D4015, 2007).

The Resonant Column (RC) method is particularly effective in laboratory settings, providing detailed insights into the dynamic behaviours of soils and rocks (see Figure 1). It has been crucial for measuring low-strain damping ratios and shear modulus for over fifty years, showing its sustained significance in geotechnical studies. Various enhancements and versions of the RC apparatus aim to boost precision and reliability (Hardin and Richart, 1963; Hardin and Music, 1965; Stokoe *et al.*, 1980; Stoll, 1985; Avramidis and Saxena, 1990; Cascante *et al.*, 1998; d'Onofrio *et al.*, 1999; Menq and Stokoe, 2003). However, achieving accurate results remains challenging, as various critiques of geotechnical testing procedures have pointed out (Ashmawy and Drnevich, 1994).

Integrating finite element methods to simulate low-strain torsional RC tests has improved the understanding of potential inaccuracies in RC test results. For instance, Bae (2008) examined the effects of end platens on effective stresses in RC specimens during consolidation, fine-tuning factors like void ratios and stress history to enhance test precision. This study highlighted how aspect ratios minimally affect outcomes while interface strength and internal friction angles significantly influence stress distributions within soil specimens.

Expanding on these findings, Clayton *et al.* (2009) conducted experimental and 3D numerical analyses to assess the impacts of apparatus stiffness, mass, and specimen fixity on RC results. Their results underscored the importance of calibration bar design and compliance with fixing systems in ensuring test accuracy, pointing out

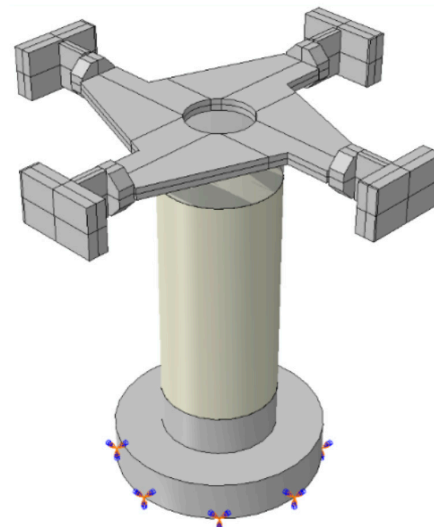
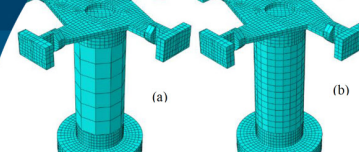


Figure 1: Finite element model of resonant column test setup (1:4.5 cm)

how device components can skew results if not properly managed. In a related effort, Sultaniya *et al.* (2010) investigated soil cross-anisotropy with a 3D numerical model without addressing mesh size effects on anisotropy that could affect shear wave analysis accuracy.

Further developments were seen in studies by Cheng and Leong (2016), who employed a simplified viscoelastic material model in LS-DYNA to mimic RC tests. However, their study was limited by not considering the base pedestal and potential inaccuracies in representing the drive plate shape. Bui *et al.* (2019) introduced a two-spring model to address equipment compliance issues during specimen stiffness determination in the torsional RC test, showcasing the ongoing evolution and refinement of testing methods. These studies collectively stress the need to continue improving and validating geotechnical testing techniques to ensure the reliability and precision of dynamic soil behaviour analysis.

The RC test has been extensively utilized and refined. It is notably adept at evaluating soils under different vibratory conditions, making it indispensable in geotechnical earthquake engineering and other dynamic loading applications. Research has increasingly focused on the effects of vibration cycles, showing that repeated cycles decrease the shear modulus and increase damping ratios, especially under lower confining pressures and relative densities (Cherian and Kumar, 2016, 2017).



Khan *et al.* (2011) explored the discrepancies between RC and cyclic triaxial (CT) tests and emphasized the importance of frequency effects on dynamic properties. Their introduction of the non-resonance (NR) method in RC testing helps reconcile differences between RC and CT test results, especially considering frequency-induced variations in shear modulus. This methodological advancement has allowed for more precise modelling and understanding of soil behaviour under dynamic conditions.

The influence of sample preparation and soil type on RC test outcomes has also been observed. Variations in sand properties, such as particle size and shape, significantly impact the measured dynamic properties, underscoring the need to consider soil characteristics in test setups carefully (Cherian and Kumar, 2016). Recent studies have also explored the use of RC testing in understanding the behaviour of different soil mixtures under dynamic loads, such as sand-bentonite mixtures. These studies have provided insights into soils' viscoelastic behaviour and particle interactions' impact on shear modulus and damping characteristics under varying frequencies and strain levels (Khan *et al.*, 2011). The collective findings from these studies affirm the critical role of RC testing in geotechnical engineering, particularly in the context of dynamic soil analysis. As testing methodologies continue to evolve, incorporating advanced techniques like the NR method, the ability to predict and understand the dynamic responses of soils becomes increasingly refined, offering crucial insights for the design and analysis of geotechnical structures subjected to dynamic forces. Therefore, the present paper has developed a finite element model to accurately and precisely simulate the resonant column (RC) test by incorporating the soil's damping ratio and shear modulus.

Finite element modeling

The FE (finite element) analysis of the RC test has been carried out using Abaqus/Explicit to simulate and validate experimental results obtained at the Infrastructure Non-Destructive Testing Laboratory, University of Waterloo, Canada (Cascante *et al.*, 2003). The present methodology employs a step-by-step procedure to incorporate the physics and mechanics of the RC test accurately using Abaqus/Explicit.

Geometry and material properties

The three-dimensional model shown in Figure 1 was constructed in the geometry module, accurately reflecting the dimensions of the experimental RC model. The soil specimen is 7.06 cm in diameter and 14.5 cm in height. Each segment of the drive plate was modelled separately and later integrated into the assembly section. Similarly, the top and base caps of the soil sample were individually crafted and subsequently assembled onto the soil model to ensure proper interaction among the components. The drive plate consists of Al-6061-T6 Alloy, and the caps are made from stainless steel. The current dynamic RC analysis considered the sand's equivalent linear elastic properties, featuring a density of 1630 kg/m³, a Poisson's ratio of 0.2, and a void ratio of 0.614. Figure 2 displays the damping ratio and shear modulus derived from experimental tests by Cascante *et al.* (2003) at various shear strain levels. The damping has been defined in the FE model by using Rayleigh damping. Initially, the shear modulus, Poisson's ratio, and soil density were determined, and modal analysis was carried out using the Abaqus/Frequency module. The

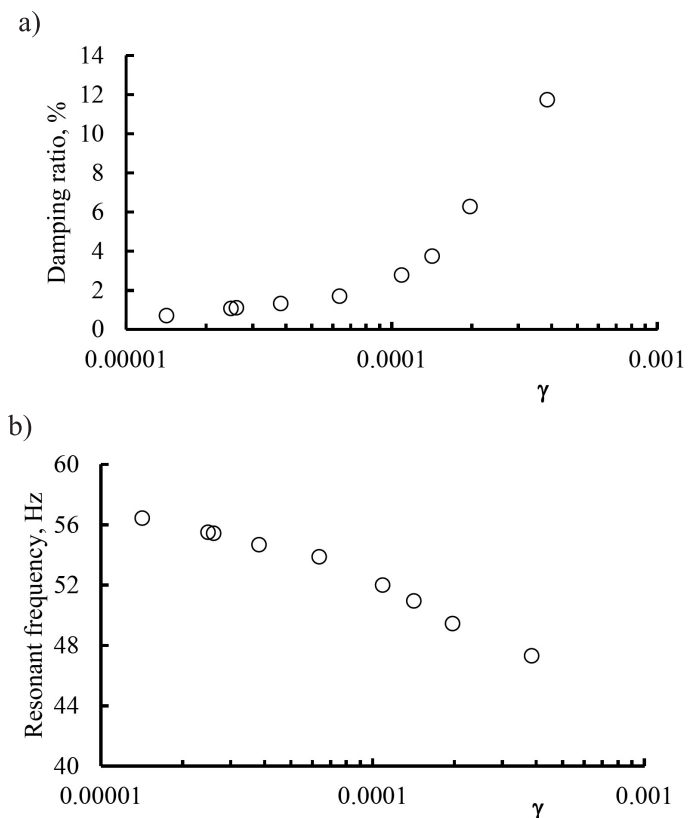


Figure 2: Input properties of soil obtained from laboratory testing by Cascante *et al.* (2003). (a) Damping ratio and (b) resonant frequency

resonant frequency of the torsional mode was noted along with the lowest frequency in the vicinity of the torsional frequency. The Rayleigh damping constants were obtained based on the modal analysis to define the damping ratio in the FE model of the RC test.

Loading and interaction

The different parts of the FE model were assembled, and interaction was assigned between them so that all the parts were bonded together to represent a single model. The interaction between the top cap, soil specimen and base pedestal has been defined using normal and tangential interaction properties with no movement between surfaces. The model's base has been fixed in all directions to restrain any movement at the base of the RC test model. The load has been applied at the center of four magnets to create torsional loading conditions in the RC model. Figure 3 represents a torque with the same frequency as a resonant torsional frequency with a magnitude that causes a shear strain equal to 1.42×10^{-5} .

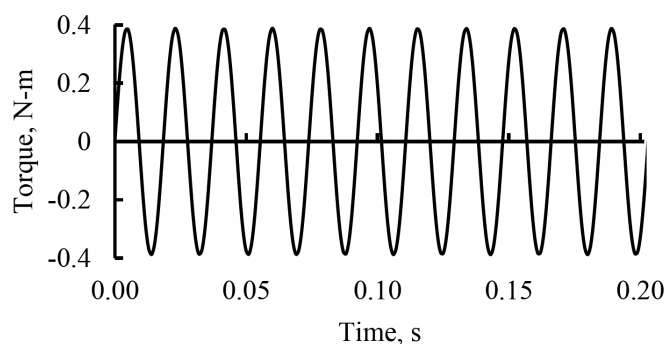


Figure 3: Torque applied at the center of magnets to create shear strain ($\gamma = 1.42 \times 10^{-5}$) with torsional excitation frequency

Meshing

The 8-noded brick-type element known as C3D8R has been used to mesh all the parts of the RC model. The mesh size of the top loading plate, top cap, and base pedestal have been kept constant at 5 mm, and the mesh size of the soil specimen has been varied at 25 mm, 10 mm, 7.5 mm, and 5 mm (Figure 4).

Post-Analysis

The results were obtained by extracting the time-displacement amplitude at the magnet's center, as shown in Figure 5(a). The loading was applied for 0.2 s, and then

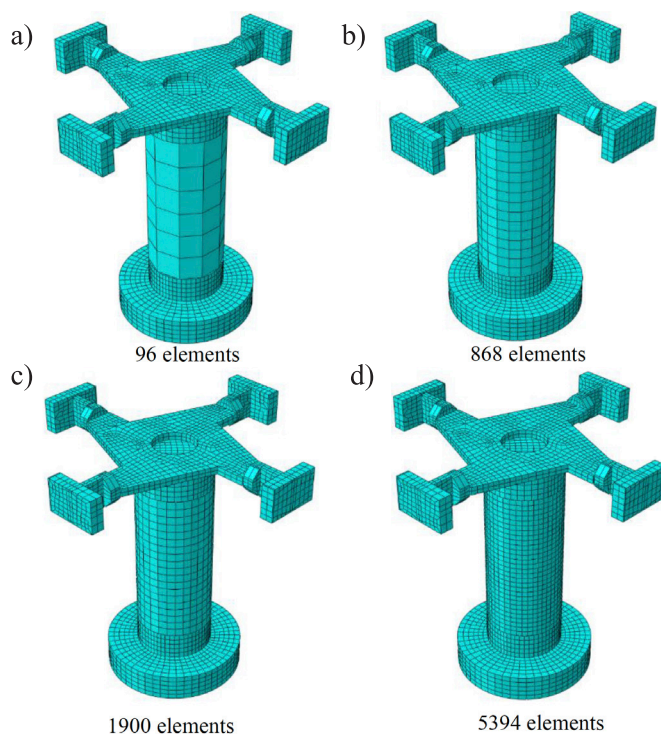


Figure 4: Variation of element size of mesh for convergence study, (a) 25 mm, (b) 10 mm, (c) 7.5 mm and (d) 5 mm

the signal was stopped to get the free decay of the model. Figure 5(a) shows the free decay, which has been used to calculate the damping ratio at a given shear strain level. The free vibration's positive and negative peaks have been combined to plot the free-decay curve, and an exponential curve fitting line has been drawn to calculate the damping ratio. A tapered window was used to get the windowed signal (Figure 5(b)) to avoid frequency leakage, while Fast-Fourier Transform FFT (Figure 5(c)) was calculated to obtain the signal's resonant frequency.

Results and discussion

The present FE modelling and analysis focuses on understanding the effect of mesh element size on the resonant frequency and damping ratio for accurate representation in the numerical models using the present methodology. The analysis has two parts: (a) Frequency or modal analysis and (b) Damping ratio calculation. The modal analysis was carried out at different shear strain levels for each mesh element size, and it was compared with the Experimental results reported by Cascante *et al.* (2003) (see Figure 6). At low shear strain ($\gamma = 1.42 \times 10^{-5}$), the resonant frequency obtained from the FE model was 3.98% (54.19 Hz) lower than the experimental value of

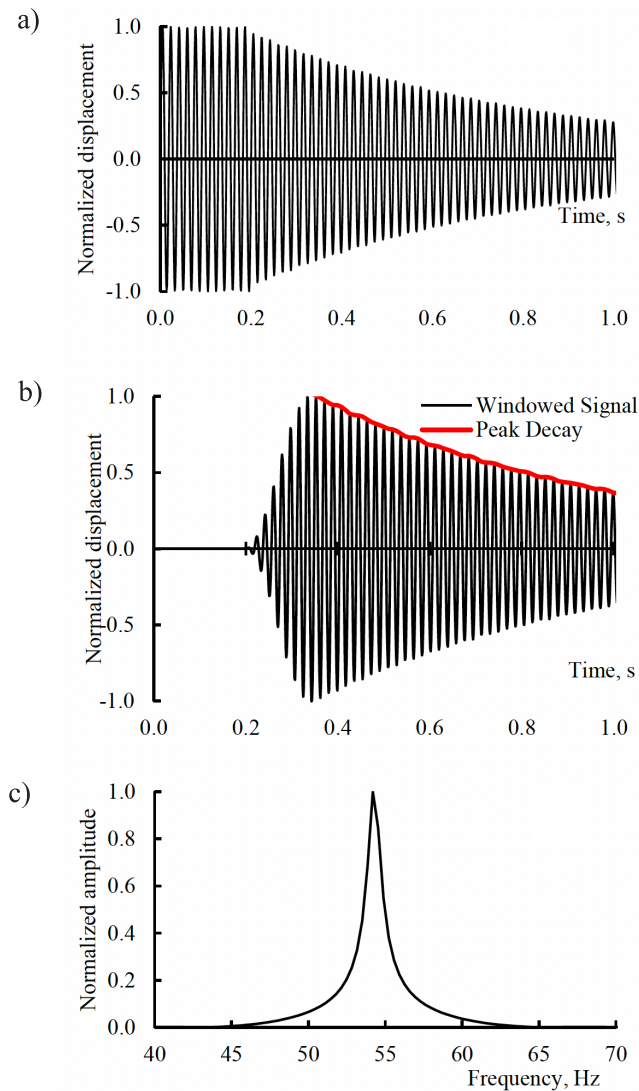
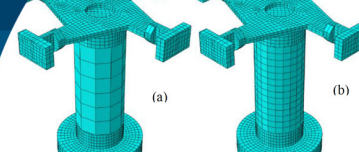


Figure 5: Post-processing of the FE output results in: (a) forced and free vibration of the FE model, (b) windowed signal, and (c) Fast-Fourier Transform of the windowed signal

56.44 Hz. Similarly, the error between the numerically obtained resonant frequency and the experimental value for mesh element size of 10 mm, 7.5 mm and 5 mm was 2.76%, 2.61% and 2.52%, respectively. However, at higher shear strain levels (3.85×10^{-5}), the error increases with decreasing the mesh element size, such as 0.64%, 1.73%, 1.85% and 1.93% for 25 mm, 10 mm, 7.5 mm and 5 mm, respectively.

The observed increase in error with decreasing mesh size can be attributed to several interrelated factors. First, finer meshes can lead to numerical instability as they are more sensitive to variations in stress and strain, particularly at high strain levels where material behaviour is complex. Second,

these finer meshes often face challenges in achieving convergence, especially under conditions involving non-linear material behaviours, which are more pronounced at higher strains. Third, as mesh resolution increases, it accurately captures local changes in material properties, but errors can increase if the constitutive models do not accurately represent these non-linearities. Additionally, finer meshes can introduce new stress concentrations due to more detailed geometrical representation, which may not be apparent with coarser grids. Lastly, the computational precision required for finer meshes increases, which can lead to accumulated round-off errors, further increasing the simulation error. These factors collectively contribute to the increase in error rates as the mesh size decreases in high-strain simulations.

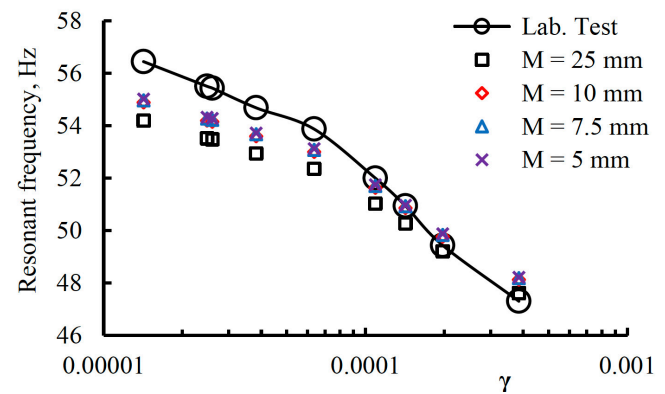
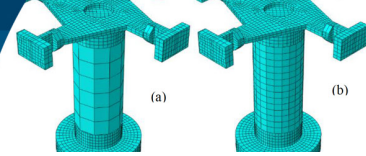


Figure 6: Effect of element size of mesh on the resonant frequency

In RC tests, a higher damping ratio is observed at higher shear strains due to the nonlinear behaviour of the soil and the increased mobilization of friction and particle rearrangement under more significant deformations. As shear strain rises, the particles within the soil experience more significant displacement, leading to more substantial energy dissipation through inter-particle sliding and collision, resulting in higher damping ratios. The shear modulus is typically higher at low shear strains, and the damping ratio is lower because the soil behaves more elastically, with minimal energy dissipation. Conversely, at higher shear strains, the reduction in shear modulus reflects the soil's decreased ability to resist deformation elastically, leading to higher energy dissipation and, consequently, a higher damping ratio. The RC tests simulations were carried out at different shear strain levels ranging from 1.42×10^{-5} to 38.5×10^{-5} , and for each shear



strain level, the size of the mesh element has been varied as 25 mm, 10 mm, 7.5 mm and 5 mm. The free-decay plots of each case have been plotted and shown in Figure 7, along with the corresponding damping ratio. A finer mesh does not significantly impact the damping ratio at low-shear strains since the soil behaviour is closer to linear and less sensitive to localized discrepancies. However, the mesh size influences the damping ratio at higher shear strains, where the behaviour becomes markedly nonlinear. A finer mesh captures more detailed interactions and localized phenomena, potentially leading to a more accurate depiction of increased damping. However, if not adequately refined, it also introduces numerical errors due to the increased sensitivity of the solution to the discretization quality.

Figure 8 has been plotted to compare the damping ratio obtained in the laboratory and the effect of mesh size on the numerically calculated damping ratio. The influence of mesh size on the damping ratio in resonant column tests for sand, particularly at different shear strains, reveals complex dynamics in how numerical simulations capture soil behaviour. The effect of mesh size on the damping ratio is more pronounced at low-shear strains. This is because, in this regime, the soil's response is more elastic, and the precision of mesh discretization can significantly affect the accuracy of capturing subtle energy dissipation mechanisms. A finer mesh at low strains might resolve small-scale heterogeneities and boundary effects more effectively, influencing the calculated damping ratio.

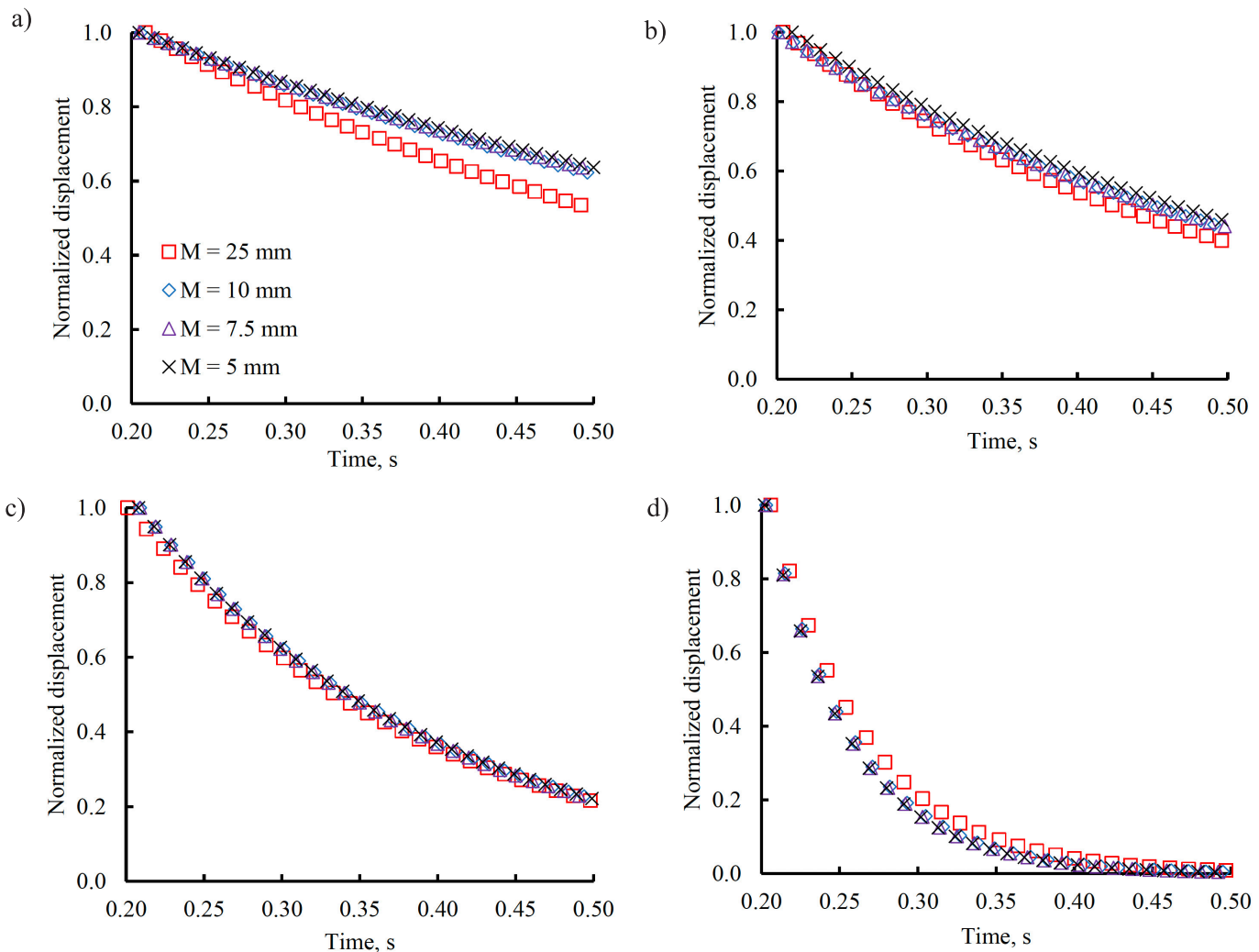
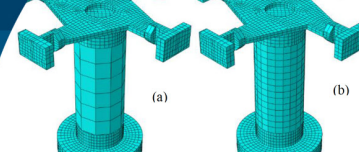


Figure 7: Free-decay of peak amplitude (+ve and -ve peaks) at different shear strains ($\times 10^{-5}$). (a) $\gamma = 1.42$, (b) $\gamma = 3.82$, (c) $\gamma = 10.9$ and (d) $\gamma = 38.5$ to compare the effect of the mesh size.



Conversely, at higher shear strains, the effect of mesh size on damping becomes less significant. In this range, the soil behaviour is dominated by non-linear mechanisms such as particle rearrangement and more significant deformations, which overshadow the finer details that different mesh sizes might capture. As the strain increases, these non-linear behaviours become the primary drivers of energy dissipation, thus diminishing the relative impact of mesh refinement on the results. Essentially, the coarse-scale dynamics of particle movement and interaction, adequately captured by finer and coarser meshes, become more critical than the detailed local interactions. Interestingly, despite these variations in mesh sensitivity at different strains, the overall damping ratios converge towards relatively narrow ranges: around 15% at low and 6% at higher strains. This suggests that while the mesh size can influence the precision of the damping ratio measurements, the inherent material properties and the dominant energy dissipation mechanisms at different strain levels ultimately govern the damping behaviour. Therefore, in practical numerical modelling, while it is essential to consider the appropriate mesh size to achieve accurate results, understanding the behaviour of the soil under different loading conditions is crucial for interpreting the effects accurately.

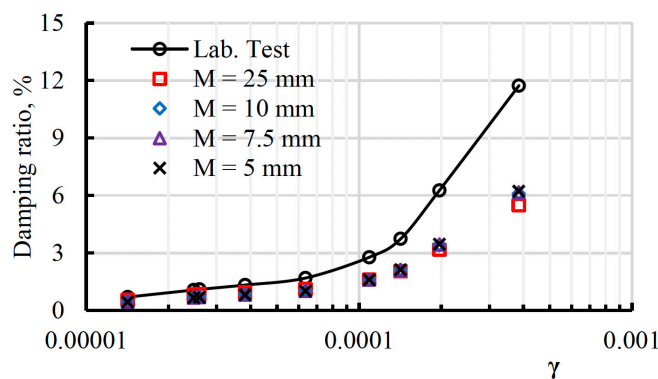


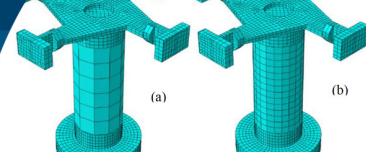
Figure 8: Effect of mesh element size on the damping ratio and corresponding error representation

Understanding the sources of error is crucial in the present analysis. The damping ratio obtained at 10 mm, 7.5 mm, and 5 mm sizes of mesh elements are in close proximity, such as 4% at the low shear strain level and 0.9% at the higher shear strain level. This led us to focus on the 7.5 mm size for further investigation. We observed the lowest error of 34.7% at a low shear strain level, compared to a 47.5% error at a higher shear strain level. The primary reason for such a significant error is the numerical damping introduced

in the finite element solution. Numerical damping refers to the artificial reduction of oscillations or energy within a numerical model that is not a physical property of the material being modelled but rather an artifact of the numerical methods used. This damping is often introduced unintentionally through the discretization process and the numerical algorithms employed to solve the equations of motion. In finite element analysis, numerical damping can arise from factors like time integration methods, element formulation, and how the mesh handles deformations and stress redistributions. At low shear strains, the material's behaviour (such as sand in resonant column tests) is closer to linear elasticity, where the energy dissipation is naturally low. Here, numerical damping may not severely alter the physical realism of the model, leading to relatively lower errors. The damping introduced by the numerical scheme might slightly smooth out the results, but it aligns somewhat with the expected physical damping at these strain levels.

However, the material behaviour becomes significantly nonlinear at higher shear strains, with larger displacements and more complex particle interactions. In such cases, physical damping should increase due to mechanisms like particle rearrangement and friction. However, if numerical damping is not accurately calibrated or is too high relative to the physical phenomena, it can mask or inaccurately represent these crucial non-linear behaviours. This discrepancy between the physical reality and the numerical model's ability to represent it can lead to higher errors in simulation outcomes at higher strains. Therefore, the more significant error at high shear strains highlights the challenge of accurately modelling complex non-linear behaviours in geotechnical materials and underscores the importance of carefully managing and validating the numerical damping effects in finite element simulations to ensure they do not overpower the intrinsic material properties and behaviours being studied.

To counter the effects of numerical damping, a factor named "Z-factor" has been introduced, a multiplication factor. Therefore, the damping ratio obtained from laboratory testing should be multiplied by the Z-factor while calculating the Rayleigh damping constants to define the damping of soils in numerical simulations. Figure 9 has been plotted to show free-decay peaks at different shear strain levels when a constant Z-factor has been used to define damping in the RC test model. It has



been observed that the damping ratio increases with the increasing magnitude of the Z-factor, reducing the effects of numerical damping.

Figure 10 summarizes the damping ratio obtained from the FE model when different Z-factors (constant) were used. It has been observed that the error in damping ratios obtained from FE analysis was reduced by 50% with an increased Z-factor. It suggests that the initial setup (with a lower Z-factor of 1.3) was perhaps under-damping the system. This under-damping might have allowed for unrealistic oscillations or dynamic responses that did not accurately reflect the physical behaviour of the material under test conditions. These inaccuracies manifest as errors in calculated parameters like the damping ratio, a critical measure in assessing material response under dynamic

loading. Increasing the Z-factor to 1.6 likely provided a better balance of numerical damping, aligning the FE model more closely with the actual dynamic behaviour of the material. This adjustment helps mitigate excessive numerical oscillations or instabilities, thus delivering more accurate and reliable damping ratios. The damping ratio, after applying the Z-factor, shows an error range of 0.5% to 3.5% compared to laboratory test data. The significant reduction in error signifies that the Z-factor tuning effectively captured the actual material behaviour, emphasizing the importance of carefully calibrating such parameters in dynamic FE analyses to achieve both computational stability and physical accuracy.

Introducing a varying Z-factor in finite element (FE) analysis is a sophisticated approach to enhancing the

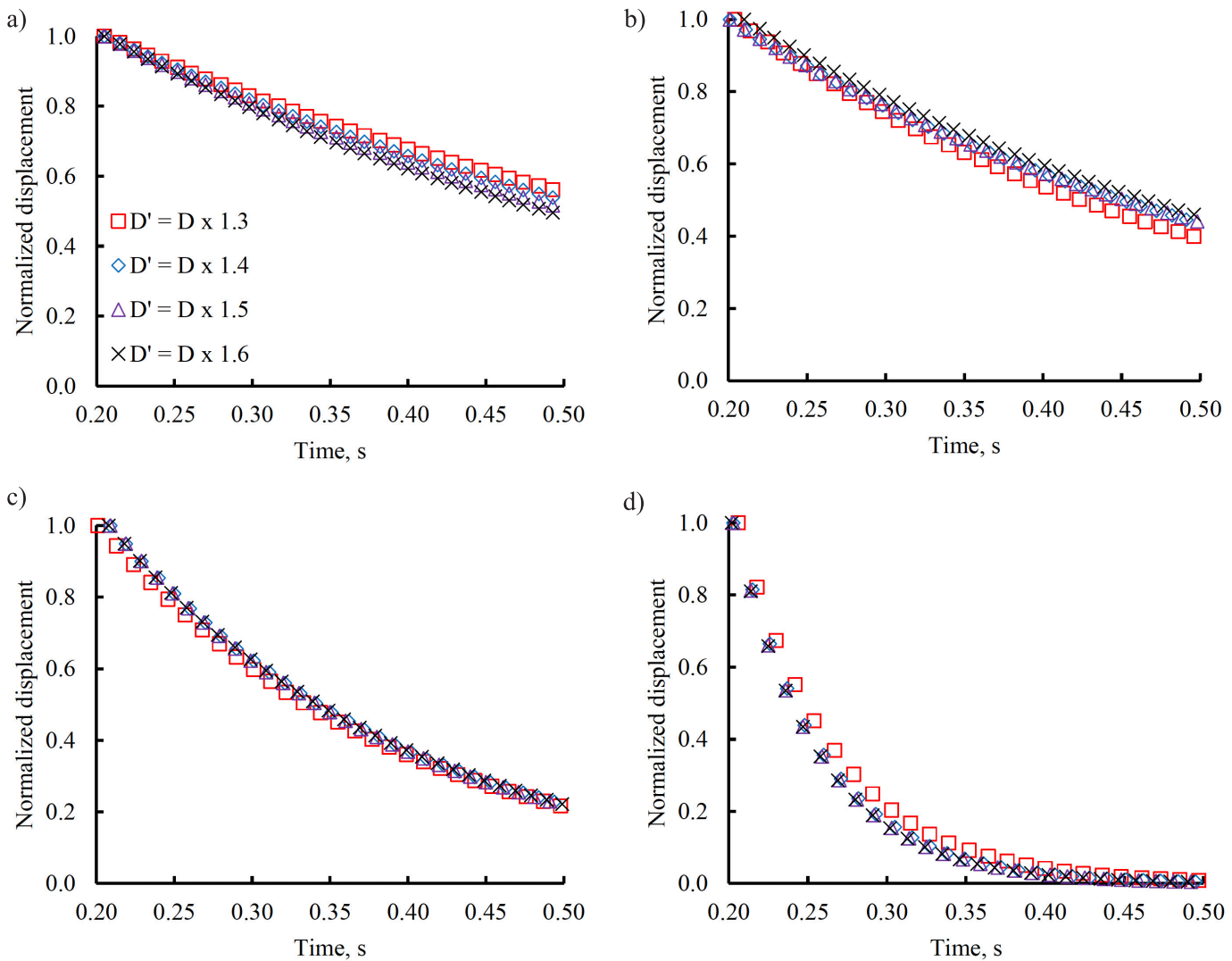
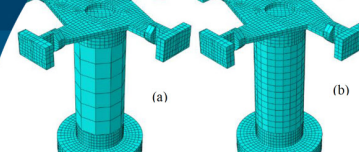


Figure 9: Free-decay of peak amplitude (+ve and -ve peaks) at a 7.5 mm element size of the mesh at different shear strains ($\times 10^{-5}$). (a) $\gamma = 1.42$, (b) $\gamma = 3.82$, (c) $\gamma = 10.9$ and (d) $\gamma = 38.5$ to compare the effect of the Z-factor.



accuracy and adaptability of simulations, mainly when dealing with complex dynamic behaviour such as damping in materials. The Z-factor, which controls the level of numerical damping within the simulation, is typically used to stabilize the numerical response and ensure more accurate and realistic modelling of physical phenomena. The decision to employ a varying Z-factor likely stems from observations that different parts of the model or other dynamic conditions might require different levels of numerical damping for optimal simulation accuracy. This variation can be crucial because a single, constant Z-factor might not be adequate across all conditions—especially in simulations involving complex material behaviours or a wide range of operating conditions. For instance, in areas or scenarios within the model where high-frequency oscillations are prevalent, a higher Z-factor may dampen these oscillations and prevent numerical instability effectively. Conversely, in parts of the model where the response is smoother and less prone to such oscillations, a lower Z-factor might suffice, preserving the physical accuracy without unnecessarily smoothing out the material's response. The following expression has been introduced to define varying Z-factor.

$$Z\text{-factor} = \frac{\sqrt{\omega_R}}{\left| \ln\left(\frac{\gamma}{3.2}\right) \right|} \quad (1)$$

A varying Z-factor allows for tailored damping adjustments that align more closely with the local dynamic characteristics observed in different parts of the model or under various loading conditions. This approach helps in: (a) enhanced stability and accuracy, (b) adaptability, and (c) improved representation of physical behaviours. Ultimately, using a varying Z-factor reflects a more nuanced understanding of the material being modelled and the dynamics of the simulation process. It indicates a move towards more sophisticated, adaptive simulation techniques that strive for a balance between computational stability and the accurate representation of complex physical phenomena. This method enhances the utility and applicability of FE analysis in research and practical applications, where dynamic response and material behaviour under various conditions are critical.

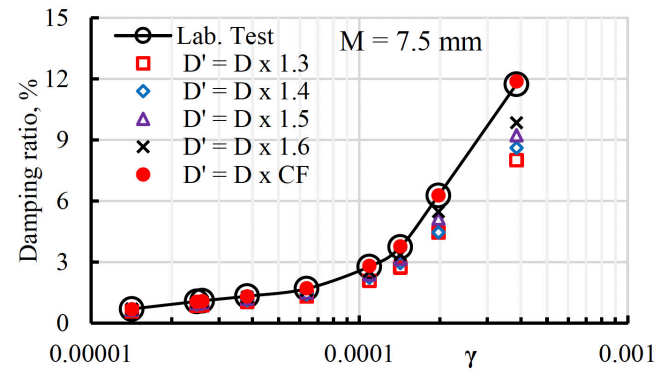
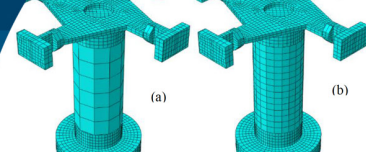


Figure 10: Variation of damping ratio obtained from the FE analysis results at different shear strain levels.

Conclusions

- The present study of FE modelling and analysis of RC test has been carried out using Abaqus/Explicit, and the following significant conclusions have been drawn:
- Accuracy at Low and High Shear Strains: At low shear strains, the resonant frequency obtained from the FE model showed a minimal error (around 3.98%) compared to the experimental value. However, the error increased with decreasing mesh size at higher shear strains, indicating that finer meshes are more prone to errors in complex, non-linear strain scenarios.
- Influence of Mesh Size on Damping Ratio: At low shear strains, where soil behaviour is relatively linear, the effect of mesh size on the damping ratio is more significant. This is because finer meshes can more effectively capture subtle energy dissipation mechanisms. At higher shear strains, the effect of mesh size on damping becomes less significant due to the dominance of nonlinear behaviours like particle rearrangement, which are less sensitive to changes in mesh resolution.
- Numerical Damping Impact: The error in damping ratio calculations at higher shear strain levels was substantially higher, mainly due to numerical damping introduced by the finite element solution. This suggests that the damping mechanisms modelled numerically may not align perfectly with the physical behaviours at higher deformations, leading to increased error rates.
- Introduction of the Z-factor: A varying Z-factor was introduced to address the challenges of numerical damping. Adjusting the Z-factor effectively reduced the



error in damping ratios by 50% when increased from 1.3 to 1.6. This indicates that a well-calibrated Z-factor can significantly enhance the accuracy of damping predictions in dynamic soil analyses.

- Variable Z-factor for Enhanced Accuracy: Employing a variable Z-factor across different model parts or under varying dynamic conditions allows for more tailored and accurate damping adjustments. This approach leads to better stability and accuracy in simulations, adapting the numerical damping to reflect the physical damping observed experimentally better.

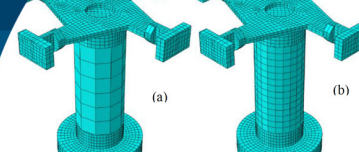
These conclusions highlight the importance of mesh size optimization and the calibration of numerical parameters like the Z-factor to achieve more accurate and reliable FE simulations, especially when dealing with complex material behaviours under dynamic loading conditions.

Future scope

All future RC test simulations should be carried out after a detailed mesh convergence study for different cases. For the continuation of present study 7.5 mm of mesh size should be adopted.

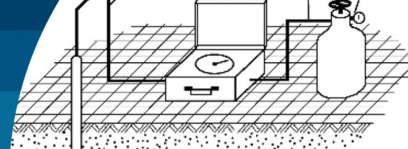
References

- Ashmawy, A.K. and Drnevich, V.P. (1994). A general dynamic model for the resonant column/quasi-static torsional shear apparatus. *Geotechnical Testing Journal* 17(3), 337-348
- ASTM D4015 (2007). Standard test methods for modulus and damping of soils by resonant-column method. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- Avramidis, A.S. and Saxena, S.K. (1990). The modified “stiffened” Drnevich resonant column apparatus. *Soils and Foundations* 30(3), 53-68
- Bae, Y.S. (2008). The effects of end platens on effective stresses in resonant column (RC) specimens during consolidation. *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea* 12(1), 29-42
- Bui, M.T., Priest, J.A. and Clayton, C.R.I. (2019). A new calibration technique to improve data reduction for Stokoe resonant column test. *First Vietnam Symposium on Advances in Offshore Engineering: Energy and Geotechnics*, M. Randolph et al. (eds.), Springer, Singapore, 43-48
- Cascante, G., Santamarina, C. and Yassir, N. (1998). Flexural excitation in a standard torsional-resonant column device. *Canadian Geotechnical Journal* 35(3), 478-490
- Cascante, G., Vanderkooy, J. and Chung, W. (2003). Difference between current and voltage measurements in resonant-column testing. *Canadian Geotechnical Journal* 40(4), 806-820
- Cherian, A.C. and Kumar, J. (2016). Effects of vibration cycles on shear modulus and damping of sand using resonant column tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 142(12), 06016015
- Cherian, A.C. and Kumar, J. (2017). Effect of vibration cycles batches on shear modulus and damping of dry sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 143(9), 06017007
- Cheng, Z., and Leong, E.C. (2016). Finite element simulations of wave propagation in soils using a viscoelastic model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 88, 207-214
- Clayton, C.R.I., Priest, J.A., Bui, M., Zervos, A. and Kim, S.G. (2009). The Stokoe resonant column apparatus: effects of stiffness, mass and specimen fixity. *Géotechnique* 59(5), 429-437
- d’Onofrio, A., Silvestri, F. and Vinale, F. (1999). A new torsional shear device. *Geotechnical Testing Journal* 22(2), 107-117
- Drnevich, V.P. (1978). Resonant-column testing—Problems and solutions. *Dynamic Geotechnical Testing*. M.L. Silver and D. Tiedemann (eds.). ASTM International, STP 654, 384-398
- Hardin, B. and Music, J. (1965). Apparatus for vibration of soil specimens during the triaxial test. *Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics*. ASTM International, SPT 392, 55-74
- Hardin, B.O. and Richart, F.E. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 89(1), 33-65
- Khan, Z., El Naggar, M.H. and Cascante, G. (2011). Frequency dependent dynamic properties from resonant column and cyclic triaxial tests. *Journal of the Franklin Institute* 348(7), 1363-1376
- Menq, F.Y., and Stokoe, K. (2003). Linear dynamic properties of sandy and gravelly soils from large-scale resonant tests. *Third International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, H. Di Benedetto et al. (eds.), Lyon, France, 63-71
- Stokoe, K.H., Isenhower, W.M. and Hsu, J.R. (1980). Dynamic properties of offshore silty samples. *Offshore Technology Conference*, Houston, USA, OTC-3771



Stoll, R.D. (1985). Marine sediment acoustics. *The Journal of the Acoustical Society of America* **77**(5), 1789-1799

Sultaniya, A.K., Clayton, C.R.I., Priest, J.A., Nayan, K.A.M. and Taha, M. (2010). Assessing cross anisotropy of small-strain stiffness using the resonant column apparatus. *Fifth International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, USA, paper 1.14b



Experiencias en el uso del dilatómetro Marchetti para la caracterización y medidas de reparación para deslizamientos en Costa Rica

Experiences in the use of the Marchetti dilatometer in the characterization and countermeasures for landslides in Costa Rica

Fecha de entrega: 28 de febrero 2025

Fecha de aceptación: 2 de abril 2025

Julio César Duarte y Luis Ángel Vargas

MYV Soluciones Geotécnicas, Diseño Geotécnico, San José, Costa Rica, jcduarte@myv-sg.com, lavargas@myv-sg.com

El contexto geológico y climático de Costa Rica lo hace altamente vulnerable a la ocurrencia de deslizamientos. Debido a esto es que una apropiada caracterización geotécnica es clave para la exploración y diseño de una solución. Esto implica dos aspectos: la definición del mecanismo de ruptura y su geometría, no obstante, las herramientas cualitativas y cuantitativas usualmente utilizadas como la experiencia del geólogo, geotecnista, y ensayos tradicionales como el SPT o geofísica, tienden a generar información dispersa o inconclusa, que debe ser tratada con cuidado. Bajo este escenario de incertidumbre se decide implementar el dilatómetro Marchetti DMT que es un ensayo que permite estudiar de forma directa la deformabilidad, resistencia e historial de esfuerzos del terreno, lo cual posibilita caracterizar de mejor manera el suelo e identificar la geometría de la superficie de ruptura, que a su vez facilita optimizar el diseño y la implementación de las soluciones de estabilización y reparación del deslizamiento. En este artículo se presentan tres casos de estudio donde el DMT fue implementado para definir la geometría de la superficie de ruptura y desarrollar la solución del deslizamiento desde la fase de diseño hasta su construcción.

Palabras clave: dilatómetro, deslizamiento, DMT, caracterización, Costa Rica

The geological and climatic contexts of Costa Rica make the country highly vulnerable to the occurrence of landslides. Given the latter, the proper geotechnical characterization of a given landslide is key in the search and design of a repair solution. This involves both an accurate definition of failure mechanism and the definition of geometry. However, the qualitative and quantitative tools, such as the experience of geologists, geotechnical engineers, and traditional tests like SPT, or geophysics, tend to generate scattered or inconclusive information that must be treated with care. Under this scenario of uncertainty the Marchetti dilatometer DMT was chosen to be implemented, given that this is a test that allows the study of the deformability, strength, and stress state of the soil. This makes possible the performance of a better soil characterization and the identification of the failure surface geometry, optimizing the design and implementation of the landslide stabilization and repair solutions. Three successful study cases are presented where the DMT was implemented to identify the geometry of the corresponding failure surface to develop the landslide repair from design to construction.

Keywords: dilatometer, landslide, DMT, characterization, Costa Rica

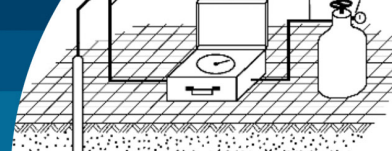
Introducción

Costa Rica como país tropical es vulnerable a la ocurrencia de deslizamientos de todo tipo y magnitud, por tanto, la geotecnia es una disciplina crucial para el desarrollo de la infraestructura tanto pública como privada. Es en este contexto que la apropiada caracterización geotécnica de los deslizamientos es vital para su adecuada solución.

Para lograr una adecuada caracterización geotécnica de los deslizamientos, es clave determinar su geometría,

principalmente la forma de la superficie de ruptura, lo cual es difícil con herramientas convencionales, siendo que en Costa Rica una de las principales utilizadas en geotecnia es el ensayo de penetración estándar (SPT), la cual por su naturaleza no permite realizar una estimación precisa de la geometría de la superficie de ruptura.

Bajo este escenario de incertidumbre es que se decide implementar el dilatómetro Marchetti DMT (ASTM



D6635, 2017), que es una herramienta capaz de proporcionar una mejor caracterización geotécnica que ayuda en la definición del mecanismo de falla y geometría de los deslizamientos, lo que a su vez permite optimizar el diseño e implementación de las soluciones.

Antecedentes

En 2012 se presentó una primera investigación sobre el uso del DMT en Costa Rica (Vargas y Coto, 2012), donde se detalla su uso para las siguientes aplicaciones: diseño de fundaciones, estimar el potencial de licuación (SDMT) y caracterizar un deslizamiento ubicado en la zona sur de Costa Rica. Al respecto de esta última aplicación, Vargas y Coto (2012) determinan diferentes parámetros medidos de forma directa del DMT, y estiman la profundidad de la superficie de ruptura aplicando la metodología definida por Totani *et al.* (1997), que implementa correlaciones con el índice de tensión horizontal K_D para suelos finos sobreconsolidados.

Descripción general del ensayo DMT

El ensayo DMT consiste en insertar una paleta plana que tiene una membrana metálica, la cual mediante la

inyección de gas nitrógeno se expande 1.1 mm. Esta expansión genera presión sobre el terreno, que es registrada por manómetros conectados al sistema. Se hacen dos lecturas de presión: A que es la presión requerida para que la membrana comience a empujar el suelo y B que es la presión necesaria para expandir la membrana 1.1 mm. El ensayo se repite avanzando la paleta en intervalos de 20 cm de profundidad en ciclos de avance inflado – desinflado de la membrana hasta la profundidad requerida. La Figura 1 muestra un esquema de los componentes del equipo DMT y la ejecución del ensayo.

Parámetros directos del DMT

Las medidas de presión A y B, deben ser corregidas por rigidez de la membrana y otras calibraciones respectivamente a P_0 y P_1 . Estas presiones se denominan parámetros directos del DMT, y son utilizadas en la determinación de los parámetros intermedios. Existe una tercera lectura (valor C), la cual se mide al desinflar lentamente la membrana después de realizada la lectura B, esto aplica principalmente para suelos granulares, donde el valor C se correlaciona con la presión de poro en equilibrio, ya que el desinflado de la membrana genera un espacio entre el suelo y la paleta, el cual puede ser ocupado por el agua, siendo esta presión residual = presión de poro (debido a que no hay presión efectiva). Esta lectura no es necesaria realizarla en todos los intervalos de profundidad, usualmente se hace cada metro, no obstante, dependerá de los requerimientos técnicos del proyecto.

Parámetros intermedios del DMT

El ensayo DMT está basado en correlaciones empíricas relacionadas derivados de P_0 y P_1 para estimar tres parámetros que se denominan parámetros intermedios: índice de material (I_D), índice de tensión horizontal (K_D) y módulo dilatométrico (M_D).

Índice de material I_D

Corresponde con una clasificación del tipo de suelo basado en su comportamiento mecánico. El valor de I_D oscila del 0.1 a 10, ver eq. (1) y Tabla 1.

$$I_D = (P_1 - P_0) / (P_0 - u_0) \quad (1)$$

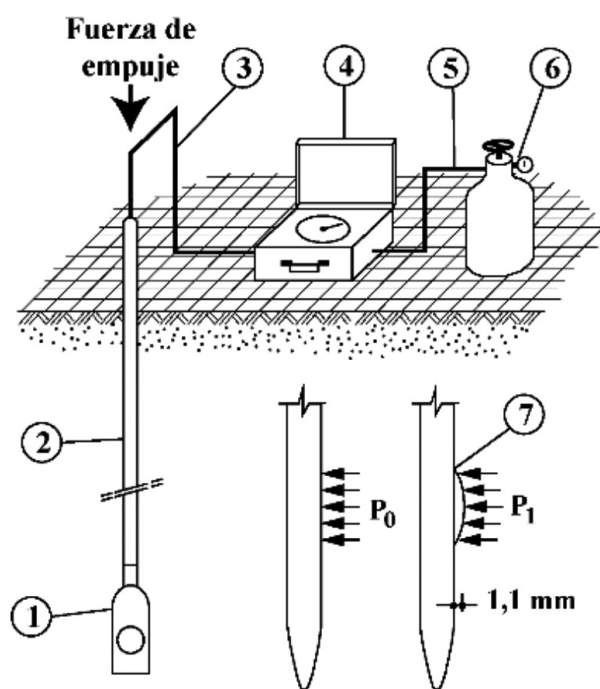


Figura 1: Esquema de ensayo y equipo DMT: 1. Paleta DMT, 2. Barras de empuje, 3. Cable neumático-eléctrico, 4. Unidad de control, 5. Cable neumático, 6. Tanque de gas, 7. Expansión de la membrana (Marchetti *et al.*, 2001)

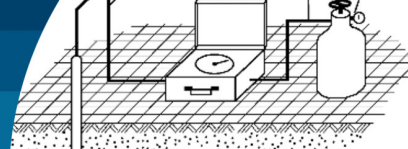


Tabla 1: Clasificación del tipo de suelo con base en el I_D (Marchetti, 1980)

Tipo de suelo	I_D
Turba/ Arcillas sensibles	< 0.1
Arcilla	$0.1 - 0.35$
Arcilla limosa	$0.35 - 0.60$
Limo arcilloso	$0.60 - 0.90$
Limo	$0.90 - 1.20$
Limo arenoso	$1.20 - 1.80$
Arena limosa	$1.80 - 3.30$
Arena	> 3.30

Índice de tensión horizontal K_D

Se puede comparar con el coeficiente de empuje en reposo K_0 , pero amplificado debido a la penetración de la paleta del DMT. Es útil para caracterizar el historial tensional del suelo debido a su relación con el OCR y estimar la ubicación de potenciales superficies de ruptura como se explicará en los apartados subsecuentes.

$$K_D = (P_0 - u_0) / \sigma'_{v0} \quad (2)$$

Módulo del dilatómetro E_D

Representa la relación esfuerzo – deformación que se da al expandir la membrana dentro del suelo. Este parámetro se debe usar únicamente en conjunto con I_D y K_D , para estimar el módulo de compresibilidad unidimensional M_D y no se debe confundir con el módulo de Young.

$$E_D = 34.7(P_1 - P_0) \quad (3)$$

Caracterización de deslizamientos a partir de parámetros DMT y sus correlaciones

Con el objeto de analizar la solución para un problema específico se requieren dos elementos: la asignación de relaciones constitutivas de los diferentes estratos (ver sección siguiente) y la geometría de la masa inestable (ver sección subsiguiente).

Estimación de parámetros geotécnicos

Con respecto a los parámetros geotécnicos necesarios en el análisis es posible estimarlos a partir de correlaciones que consideran a los parámetros intermedios del DMT (I_D , K_D , y M_D), de esta forma se pueden obtener los valores requeridos para calibrar los modelos constitutivos que se requieran. La Tabla 2 presenta un extracto de las principales correlaciones disponibles (Marchetti *et al.*, 2001).

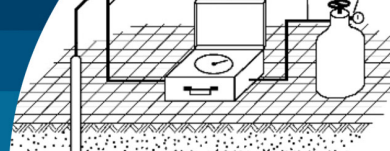
En la literatura existen más correlaciones que incluso se aplican a tipos de suelo en específico, sin embargo, la mayoría son derivaciones de las correlaciones básicas que Marchetti *et al.* (2001) han definido.

Estimación de la geometría del deslizamiento

Como se mencionó anteriormente, uno de los parámetros indirectos correlacionados a partir del ensayo DMT, y que

Tabla 2: Correlaciones básicas del DMT (Marchetti *et al.*, 2001)

Símbolo	Descripción	Fórmula	Observaciones
K_0	Presión de terreno in situ	$K_{0,DMT} = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$	Para $I_D < 1.2$
OCR	Razón de sobre consolidación	$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.55}$	Para $I_D < 1.2$
c_u	Resistencia no drenada	$C_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$	Para $I_D < 1.2$
Φ	Ángulo de fricción	$\Phi_{DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$	Para $I_D > 1.8$
C_h	Coefficiente de consolidación	$C_{h,DMT} \approx 7 \text{ cm}^2 / t_{flex}$	---
K_h	Coefficiente de permeabilidad	$K_h = C_h \gamma_w / M_h (M_h \approx K_0 M_{DMT})$	---
M	Módulo restringido drenado vertical	$M_{DMT} = R_M E_D$ Si $I_D \leq 0.6$ Si $I_D \geq 3$ Si $0.6 < I_D < 3$ Si $I_D > 0.10$	---
E	Módulo de elasticidad	$E \approx 0.8 M_{DMT}$	---



permite estudiar el historial de esfuerzos del terreno es K_D (índice de tensión horizontal), el cual según Totani *et al.* (1997) se puede utilizar para identificar superficies de ruptura. La metodología propuesta por Totani *et al.* (1997), se basa en el K_D para verificar la presencia de superficies de ruptura en suelos finos sobreconsolidados (OC), considerando los siguientes criterios:

- Ser parte de la observación que luego de un deslizamiento en una masa de suelo se da un proceso de reconsolidación, que genera zonas normalmente consolidadas (NC) a lo largo de la superficie debido a la pérdida de estructura o cementación.
- De acuerdo con Marchetti *et al.* (2001), en las arcillas NC el valor de $K_D \approx 2$, por tanto, esta observación fue utilizada por Totani *et al.* (1997) para identificar arcillas remoldeadas asociadas con superficies de ruptura (ver Figura 2).

El método requiere identificar específicamente el valor numérico de $K_D \approx 2$, para evitar confundir las superficies de ruptura con zonas de debilidad o suelos blandos

Peiffer (2015) indica que el valor de K_D para identificar la superficie de ruptura puede variar en función del tiempo debido a que el terreno puede experimentar un nuevo proceso de consolidación posterior a la ocurrencia del deslizamiento. Por tanto, en aquellos casos donde el evento sea reciente el valor de K_D puede ser ligeramente menor a 2. Sin embargo, en aquellos casos donde haya transcurrido

un periodo de tiempo significativo (años), es posible que el valor de K_D en las zonas de ruptura sea ligeramente mayor a 2. Por ende, se debe considerar este factor a la hora de caracterizar los deslizamientos por este método. Grabar *et al.* (2024) realizaron un análisis comparando los valores de K_D con datos de inclinómetros, y concluyó que el valor de K_D se puede extender a un rango de $K_D = 1.8 - 2.5$, lo cual concuerda con las observaciones también realizadas previamente por Peiffer (2015).

Casos de estudio

El presente apartado muestra tres casos de estudio ubicados en el sector oeste del área metropolitana, donde la implementación del DMT fue clave en la caracterización de los suelos y la definición de la geometría de los deslizamientos, así como su posterior solución.

Contexto geológico local para los casos de estudio

Geológicamente este sector del Área Metropolitana está conformado por materiales volcánicos del periodo Terciario. Estos materiales corresponden principalmente con La Formación Pacacua que se caracteriza por areniscas volcaniclasticas de granulometría diversa, destacan tonos rojos, morados y verdes. Presenta estratificaciones que varían desde centimétricas hasta métricas (Denyer y Arias, 1991). Localmente esta Formación presenta zonas con una fuerte alteración hidrotermal, que da origen a mineralizaciones y arcillificación que puede estar de forma pervasiva o concentrada a lo largo de los planos de fracturas por donde se permearon los fluidos hidrotermales.

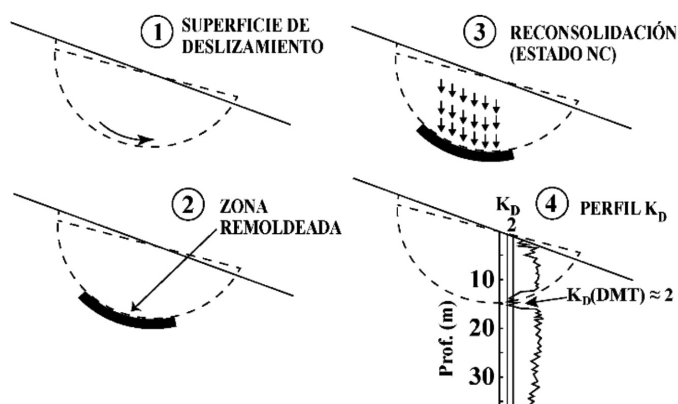


Figura 2: Criterio para identificar superficies de ruptura en suelos finos OC (Totani *et al.*, 2001)

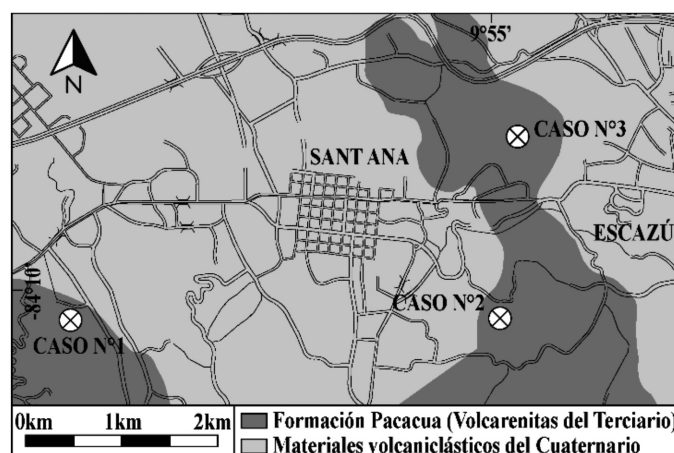
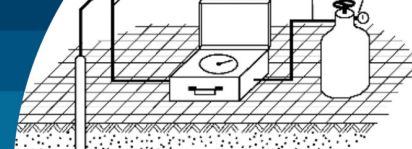


Figura 3: Mapa geológico para los casos de estudio (Denyer y Arias, 1991)



Estos planos hidrotermalizados y arcillificados son los que generan la mayor cantidad de problemas de inestabilidad de taludes y laderas en la zona de Escazú y Santa Ana (donde se llevaron a cabo los casos de estudio). La Figura 3 muestra un mapa geológico con la georreferenciación de los casos de estudio.

CASO N°1: Santa Ana

Este caso corresponde con un deslizamiento ubicado en el sector sur del Cantón de Santa Ana, en San José.

Descripción de la problemática (Caso N°1)

El deslizamiento fue activado durante la construcción de un muro de retención que separaba dos propiedades vecinas. La causa del deslizamiento se relaciona con un corte vertical de 8 m de altura (temporal) y 65 m de longitud, pero debido a lo agresivo de las excavaciones sumado a un período de fuertes lluvias el terreno se deslizó y afectó tanto al propietario que estaba construyendo el muro como a los propietarios del terreno vecino.

Sondeos DMT efectuados (Caso N°1)

Se realizaron un total de cinco sondeos DMT con una profundidad variable entre 11 m y 13 m (profundidades definidas a partir de la morfología del deslizamiento). Estos sondeos se distribuyeron sobre la corona y en el interior del deslizamiento (ver Figura 4).

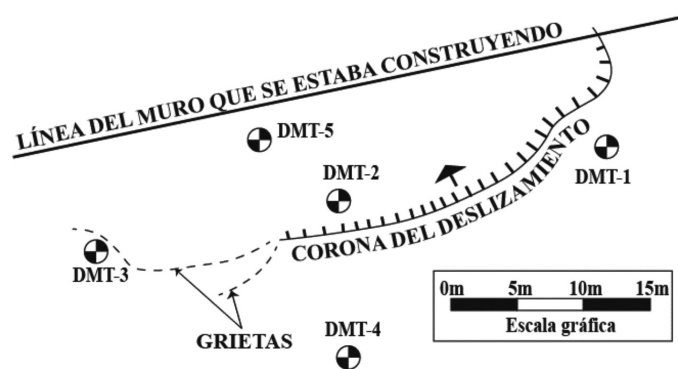


Figura 4: Croquis de ubicación de sondeos DMT con respecto al deslizamiento para el caso N°1.

Resultados geotécnicos (Caso N°1)

La Figura 5 muestra el gráfico correspondiente con el índice de tensión horizontal K_D para los sondeos DMT realizados y el índice de material I_D para el sondeo más representativo.

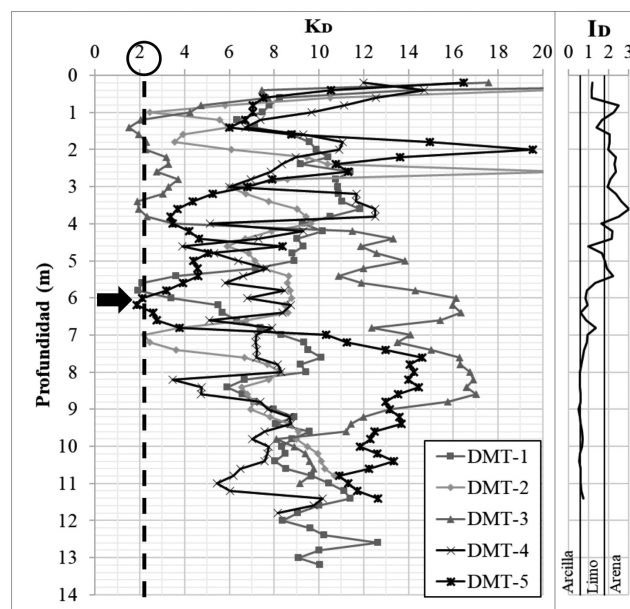


Figura 5: Perfil de K_D para los sondeos DMT realizados, caso N°1.

➡ Superficie de ruptura estimada.

Tal como se muestra en la Figura 5, todos los sondeos DMT identificaron zonas con un $K_D \approx 2$ a profundidades que varían entre 5.5 m y 4.0 para los sondeos realizados sobre la corona del deslizamiento (DMT-1, 3 y 4), y entre 6 m a 7 m para los sondeos realizados en el interior del deslizamiento (DMT-2 y 5). Con base en la información de los sondeos DMT más correlaciones y observaciones de campo y un levantamiento geológico, fue posible establecer una geometría de la superficie de ruptura activa que estaba afectando el sitio de proyecto (ver Figura 6).

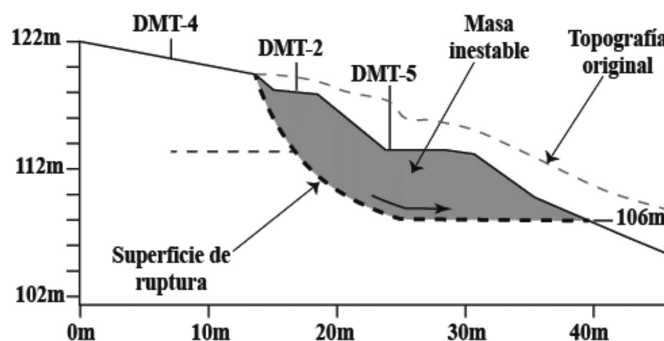
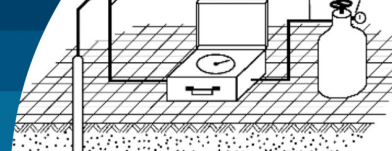


Figura 6: Sección transversal modelo de ruptura del deslizamiento para el caso N°1.

Solución Caso N°1

Debido a la afectación que sufrió el terreno vecino, donde se perdió área útil de la propiedad y se truncaron dos



servidumbres de acceso, era necesario recuperar el área perdida para conformar nuevamente las servidumbres y además generar el muro de retención con el proyecto que se estaba desarrollando. Se optó por realizar un movimiento de tierras para retirar la mayor cantidad de masa deslizada posible y en la base de la superficie de ruptura generar una llave de cortante (*shear key*) para dar estabilidad al terreno y a partir de esta construir tres muros mecánicamente estabilizados con geogrillas y paramento de gavión para recuperar el terreno deslizado. La Figura 7 muestra un esquema de la solución implementada.

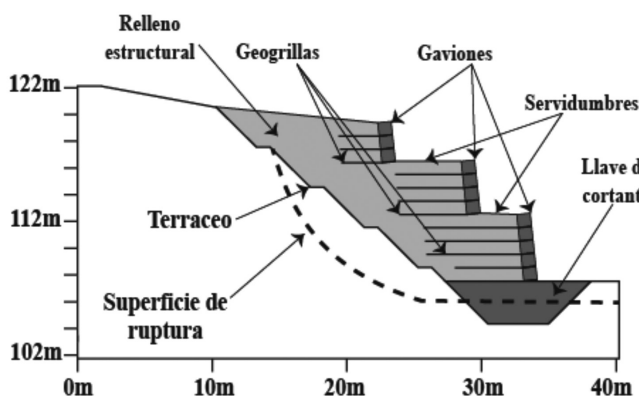


Figura 7: Sección transversal modelo de ruptura más solución implementada para el caso N°1.

CASO N°2 (Santa Ana B)

Este caso corresponde también con un deslizamiento ubicado en el sector sur del cantón de Santa Ana, en la provincia de San José

Descripción de la problemática (Caso N°2)

Se trata de un deslizamiento activado durante la construcción de un muro de suelo cocido (*soil nailing*), que igual al caso anterior limita dos propiedades vecinas. La causa del deslizamiento se relaciona con dos aspectos: el primero un sobre espesor y falta de apuntalamiento del paramento del muro, y la segunda un plano arcilloso con un buzamiento desfavorable que contribuyó a la inestabilidad del terreno. El deslizamiento contaba con 7 m de altura y 45 m de longitud.

Sondeos DMT efectuados (Caso N°2)

Se realizaron un total de seis sondeos DMT con una profundidad variable entre 4 m y 8 m (profundidades

definidas a partir de la morfología del deslizamiento). Estos sondeos se distribuyeron en el interior del deslizamiento (ver Figura 8).

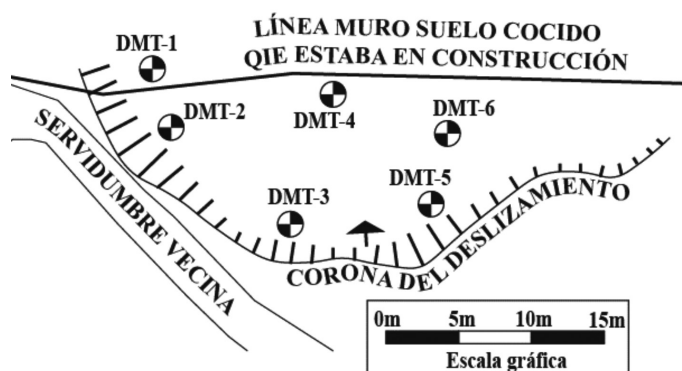


Figura 8: Croquis de ubicación de sondeos DMT con respecto al deslizamiento para el caso N°2.

Resultados geotécnicos (Caso N°2)

La Figura 9 muestra el gráfico correspondiente con el índice de tensión horizontal K_d para los sondeos DMT realizados y el índice de material I_D para el sondeo más representativo.

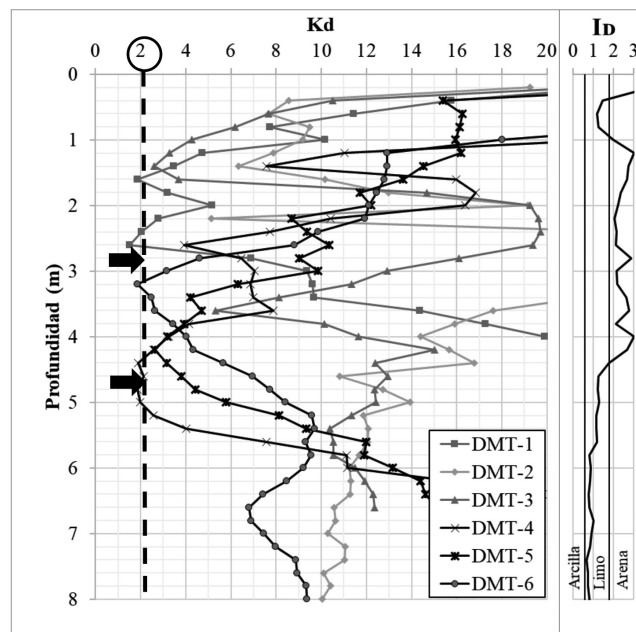
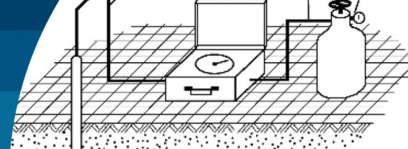


Figura 9: Perfil de K_d para los sondeos DMT realizados, caso N°2.

➡ Superficie de ruptura estimada.

Tal como se muestra en la Figura 9, la mayoría de los sondeos DMT identificaron zonas con un $K_d \approx 2$ a profundidades que varían entre 2.5 m y 3.5 m para los



sondeos DMT-1 y 6, y entre 4.0 m a 5.5 m para los sondeos DMT-4 y 5.

Con base en la información de los sondeos DMT más correlaciones con observaciones de campo y un levantamiento geológico, fue posible establecer una geometría de la superficie de ruptura activa que estaba afectando el sitio de proyecto (ver Figura 10).

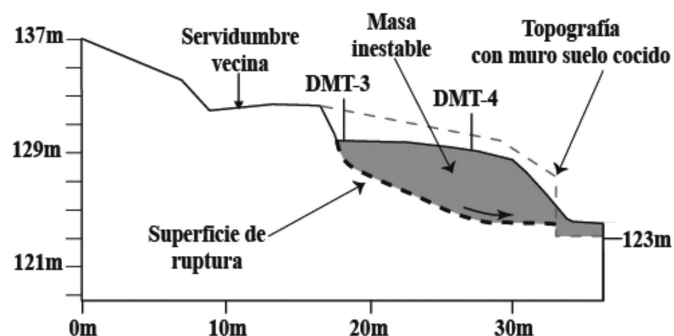


Figura 10: Sección transversal modelo de ruptura del deslizamiento para el Caso N°2.

Solución Caso N°2

Debido a la afectación que sufrió el terreno vecino, donde se perdió área útil de la propiedad, y se puso en riesgo una servidumbre de acceso, fue necesario implementar dos tipos de soluciones, la primera remover el material inestable mediante un terraceo para construir un muro mecánicamente estabilizado con un relleno estructural, geogrrillas y paramento de gavión para sustituir el muro de suelo cocido que había fallado y así recuperar parte del área perdida en la propiedad vecina. La segunda solución es requerida para garantizar la estabilidad de la servidumbre

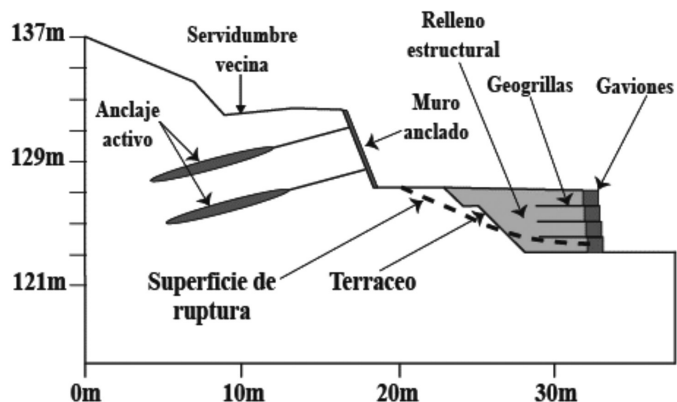


Figura 11: Sección transversal modelo de ruptura más solución implementada para el Caso N°2.

de acceso, donde se construyó un muro anclado con elementos activos. La Figura 11 muestra un esquema de la solución implementada.

CASO N°3 (Escazú)

Este caso corresponde con un deslizamiento ubicado al sur del cantón de Escazú en la provincia de San José.

Descripción de la problemática (Caso N°2)

Este caso corresponde con un deslizamiento planar de bajo ángulo (7°), activado por procesos de excavación inadecuados y disparados por las lluvias. Al momento de detectarse el movimiento, se encontraba en construcción una estructura de dos niveles que empezó con grietas en la losa de contrapiso y posteriormente se hizo perceptible que las placas y muros perimetrales se inclinaban hacia un talud de corte que se conformó cerca del borde de la estructura. A diferencia de los casos anteriores, en este no se tiene una corona de deslizamiento bien definida debido a que es un movimiento lento que aún no tenía una expresión clara en superficie.

Ensayos DMT efectuados (Caso N°3)

Se realizaron un total de cuatro sondeos DMT con una profundidad variable entre 5 m y 12 m. Estos sondeos se distribuyeron en la periferia de la estructura afectada (ver Figura 12).

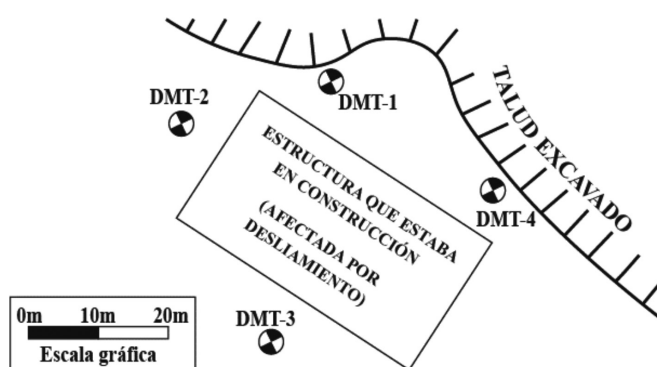


Figura 12: Croquis de ubicación de sondeos DMT para el caso N°3.

Resultados geotécnicos (Caso N°3)

La Figura 13 muestra el gráfico correspondiente con el índice de tensión horizontal K_D para los sondeos DMT realizados y el índice de material I_D para el sondeo más representativo.

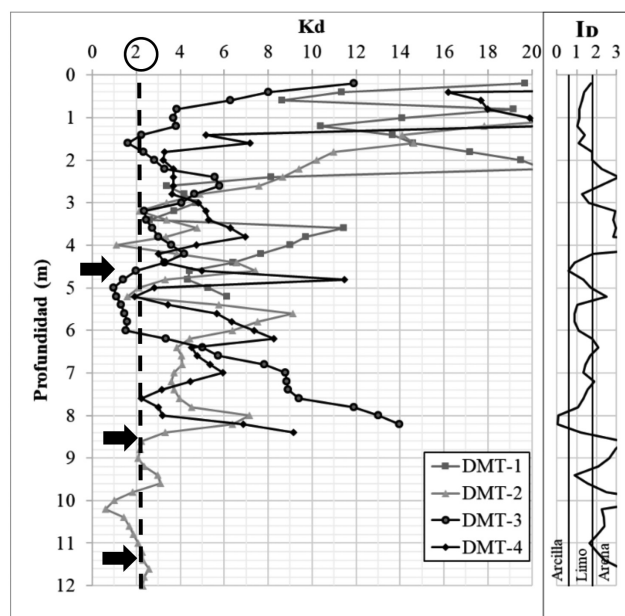
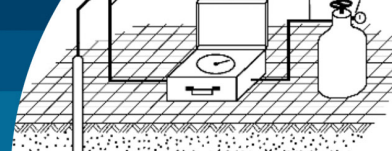


Figura 13: Perfil de K_d para los sondeos DMT realizados, caso N°3.

➡ Superficie de ruptura estimada.

Tal como se muestra en la Figura 13, todos los sondeos DMT identificaron zonas con un $K_d \approx 2$ a profundidades que varían entre 2.5 m y 5.0 m. El DMT-2 particularmente identificó una segunda superficie a mayor profundidad, entre 11 m y 12 m, que fue posible correlacionar con un afloramiento identificado en la parte baja de la ladera, donde también se tuvieron problemas de estabilidad.

Con base en la información de los sondeos DMT, así como correlaciones con observaciones de campo y un levantamiento geológico, fue posible establecer una geometría de la superficie de ruptura activa que estaba afectando el sitio de proyecto (ver Figura 14).

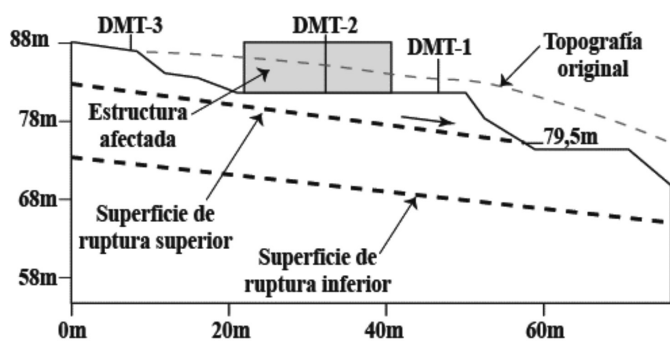


Figura 14: Sección transversal modelo de ruptura del deslizamiento para el Caso N°3.

Solución Caso N°3

En este caso existe la particularidad de tener dos superficies de ruptura, una superior que se activó durante la construcción de la estructura, y una inferior que generó problemas en excavaciones que se hicieron más abajo en la ladera para conformar una terraza donde en el futuro se va a construir una torre de condominios. El plan de acción que se ideó consistió en hacer una intervención en dos etapas, en la primera etapa se va a construir una pantalla de pilotes para estabilizar el terreno en la superficie inferior. La segunda corresponde con demoler la estructura ya afectada y realizar una sustitución de suelo que permita eliminar todo el material que está por encima de la superficie de ruptura superior, para lo cual se requiere generar una excavación temporal de 4.5 m de profundidad. Para estabilizar esta excavación temporal se optó por construir un muro con anclajes activos. Una vez listos la pantalla de pilotes, el muro anclado y la sustitución de suelos, se procedió a iniciar nuevamente la reconstrucción de la estructura afectada. La Figura 15 muestra un esquema de la solución implementada.

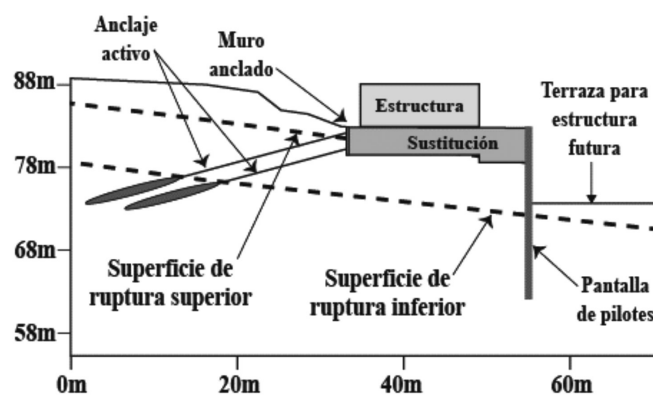
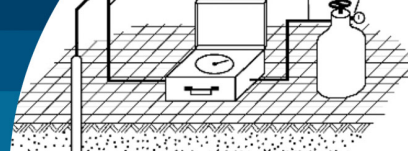


Figura 15: Sección transversal modelo de ruptura más solución implementada para el Caso N°3.

Conclusiones

En las Figuras 7, 11 y 15 se observa que todas las soluciones fueron definidas geométricamente a partir del conocimiento de la forma y profundidad de la superficie de ruptura basado en los valores de K_d obtenidos de los ensayos DMT. Las soluciones fueron implementadas entre el año 2020 (casos N°1 y N°2) y 2022 (Caso N°3), por lo cual ya han sido puestas a prueba durante mínimo dos estaciones lluviosas, donde no se han registrado movimientos del terreno o las



estructuras asociadas, confirmado que los análisis basados en la metodología del DMT fueron correctos.

Agradecimientos

Agradecemos al personal técnico de MYV por su vital aporte en la operación y ejecución de los respectivos ensayos DMT, especialmente en ambientes tan complicados como los son los deslizamientos que siempre presentan retos que deben ser resueltos en campo.

Referencias

ASTM D6635 (2017). Standard test method for performing the flat plate dilatometer. West Conshohocken, PA, USA.

Denyer, P. y Arias, O. (1991). Estratigrafía de la Región Central de Costa Rica. *Revista Geológica de América Central* 12: 1-59

Grabar, K., Jug, J., Bek, A. and Strelec, S. (2024). Comparison of the piezocone penetrometer (CPTU) and flat dilatometer (DMT) methods for landslide characterisation. *Geosciences* 14(3): 64, 1-23

Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. and Calabrese, M. (2001). The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations. Report by the International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering ISSMGE Technical Committee TC16 on Ground Property Characterization from In-situ Testing.

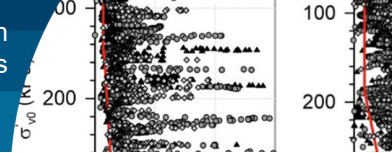
Marchetti, S. (1980). In situ tests by flat dilatometer. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 106(3): 299-321

Peiffer, H. (2016). A comparative analysis of the stability of a slope in an overconsolidated clay pit based on CPT and DMT measurements. *International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization 5*, B. Lehan, H.E. Acosta-Martínez and R. Kelly (eds.). Sydney, Australia, Australian Geomechanics Society, vol. 2, 1359-1364

Totani, G., Calabrese, M., Marchetti, S. and Monaco, P. (1997). Use of in situ flat dilatometer (DMT) for ground characterization in the stability analysis of slopes. *XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Germany, vol. 1, 607-610

Totani, G., Marchetti, S., Monaco, P. and Calabrese, M. (2001). Use of the flat dilatometer test (DMT) in geotechnical design. *International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, Bali, Indonesia.

Vargas, L.A. and Coto, M. (2012). Experiences in the use of DMT – SDMT in Costa Rica, Central America. *International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, R.Q. Coutinho and P.W. Mayne (eds.). Porto de Galinhas, Brazil, CRC Press, vol. 1, 375-382



Estimación del coeficiente de empuje lateral de tierra K_0 y resistencia no drenada residual en suelo residuales a partir de ensayos DMT y CPTu

Estimation of the lateral earth pressure coefficient K_0 and residual undrained shear strength in residual soils from DMT and CPTu tests

Fecha de entrega: 10 de marzo 2025

Fecha de aceptación: 5 de mayo 2025

Guillermo González¹, Christian Barrueto¹, José Campaña¹, Javiera González¹, Priscilla Torres¹ y Marcelo González²

¹ Arcadis, Chile, guillermo.gonzalez@arcadis.com, christian.barrueto@arcadis.com, jose.campana@arcadis.com, javiera.gonzalez@arcadis.com, priscilla.torres@arcadis.com

² CODELCO, Chile, mgonz108@odelco.cl

En este artículo se presenta la interpretación realizada para los resultados obtenidos en cuatro ensayos de dilatómetro plano DMT y tres perforaciones CPTu realizadas en suelos residuales en la zona central de Chile. La interpretación fue efectuada para estimar la razón de la resistencia no drenada residual (S_u/σ'_{v0}) mediante ensayos triaxiales y correlaciones existentes en la literatura para el DMT y CPTu. Dada la incertidumbre en la estimación del coeficiente de empuje lateral de tierra en reposo (K_0), el cual es necesario para estimar la razón S_u/σ'_{v0} en ensayos triaxiales, se evaluó la capacidad del ensayo DMT para estimar este parámetro. Se concluye que el ensayo DMT, en conjunto con el CPTu, permiten estimar de buena manera el parámetro K_0 y, de esta forma, determinar la razón de resistencia residual mediante el ensayo triaxial. Se debe tener precaución ya que ambos ensayos in situ tienen limitaciones en sus correlaciones al momento de estimar la resistencia residual no drenada.

Palabras clave: suelo residual, resistencia no drenada, DMT, CPTu, K_0

This paper presents the interpretation carried out for the results obtained in four dilatometer tests DMT and three cone penetration tests CPTu carried out in residual soils located in the central zone of Chile. The interpretation was carried out to estimate the residual undrained shear strength ratio (S_u/σ'_{v0}) through triaxial tests, and existing correlations in the literature for DMT and CPTu. Due to uncertainty in the estimation of the at rest lateral earth pressure coefficient (K_0), which is necessary to estimate the S_u/σ'_{v0} in triaxial tests, the capacity of the DMT to estimate this parameter was evaluated. It is concluded that DMT, complemented with CPTu, allows a good estimation of the K_0 parameter and, in this way, the determination of the residual undrained shear strength ratio through triaxial test. However, caution should be taken since both in situ tests have limitations in their correlations when estimating the undrained residual shear strength.

Keywords: residual soil, undrained strength, DMT, CPTu, K_0

Introducción

Uno de los desafíos más relevantes que se presentan al momento de diseñar una obra de ingeniería es la identificación del suelo de fundación donde se emplazará dicha obra, junto a la definición de los parámetros que permitan caracterizar el comportamiento geotécnico que presentarán las diferentes unidades litológicas que lo componen.

Para caracterizar una unidad geotécnica se hacen ensayos de laboratorio y/o in situ. Para definir los parámetros de resistencia al corte (ángulo de fricción, cohesión y resistencia no drenada) en el laboratorio, es común

realizar el ensayo triaxial, mientras que para hacerlo in situ el ensayo de penetración de cono (CPTu) ha ido tomando más relevancia en los últimos años. Por otro lado, una desventaja que se presenta en ambos ensayos es la incertidumbre al momento de estimar el coeficiente de empuje lateral de tierra en reposo (K_0), el cual es necesario para hacer las estimaciones de la razón de resistencia no drenada (S_u/σ'_{v0}).

Este artículo presenta los resultados obtenidos a partir de ensayos triaxiales, CPTu y DMT ejecutados en suelos residuales ubicados en la zona central de Chile, con el objetivo de determinar los valores de coeficiente de empuje

en reposo y resistencia al corte no drenada, destacando la complementariedad de los ensayos y el aumento de la certidumbre en los resultados.

Metodología

Resistencia al corte no drenada

Para la estimación de la resistencia al corte no drenada S_u , existen diferentes metodologías, las cuales dependerán de los tipos de ensayos disponibles.

Ensayo triaxial

El ensayo triaxial se trabaja generalmente en el plano de trayectorias de tensiones $q-p'$. Para efectos de este estudio, se define el esfuerzo medio efectivo p' , como:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (1)$$

donde σ'_1 y σ'_3 corresponden a las tensiones principales, que para un suelo horizontal se pueden asociar a las tensiones efectivas verticales y horizontales, respectivamente. Por otro lado, el desviador de tensiones $q = \Delta\sigma$ se define como:

$$q = \Delta\sigma = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2)$$

Para definir la resistencia no drenada residual en un ensayo triaxial, se suele considerar la resistencia S_u , es decir, aquella que se alcanza para altos niveles de deformación (cercaos al 20% de deformación unitaria axial), definida como:

$$S_u = \frac{\Delta\sigma_u}{2} \quad (3)$$

Cuando el material presenta un comportamiento contractivo y normalmente consolidado, este parámetro puede ser caracterizado por una constante que depende del confinamiento vertical efectivo inicial (σ'_{v0}), el cual puede ser obtenido a partir de la siguiente expresión:

$$\sigma'_{v0} = \frac{3p'_g}{1 + 2K_0} \quad (4)$$

donde K_0 corresponde al coeficiente de empuje lateral de tierra en reposo y p'_g corresponde al esfuerzo medio

efectivo p' en que la curva odométrica (o geostática) intercepta a la trayectoria de tensiones en el plano $q-p'$ (Figura 1).

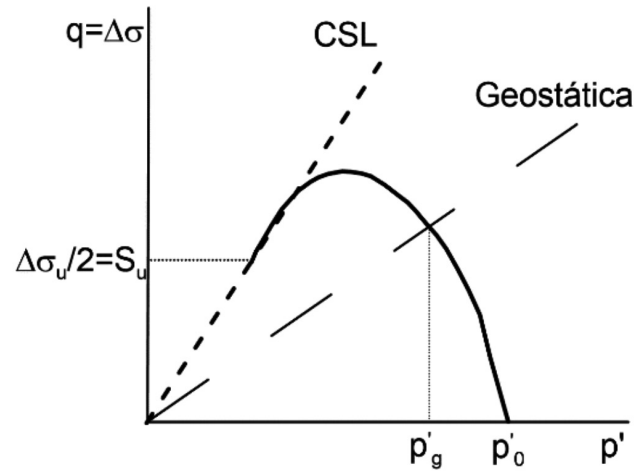


Figura 1: Presentación gráfica de p'_0 , S_u y p'_g , para la estimación de la resistencia residual no drenada S_u a partir de ensayo triaxial. CSL corresponde a la línea de estado último (CSL: critical state line)

Dilatómetro

El ensayo del dilatómetro DMT permite estimar la resistencia no drenada a partir de la correlación de Marchetti (1980):

$$S_u = 0.22\sigma'_{v0}(0.5K_D)^{1.25} \quad (5)$$

donde K_D corresponde al índice de tensión horizontal, definido por:

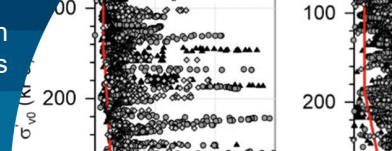
$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (6)$$

donde p_0 corresponde a un índice de corrección de lectura del ensayo y u_0 a la presión de poros inicial. Cabe destacar que esta correlación para obtener S_u es válida siempre y cuando el índice del material, I_D , sea menor a 2.0.

CPTu

Para estimar la resistencia no drenada peak a través del CPTu, es común utilizar la fórmula propuesta por Robertson y Cabal (2016), que indica que:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (7)$$



donde el parámetro q_t corresponde a la resistencia de punta corregida por efecto de presión de agua, σ_v al esfuerzo vertical total y N_{kt} un parámetro que varía de 10 a 18, tendiendo a incrementar con el aumento de la plasticidad y a disminuir con el aumento en la sensibilidad del suelo.

Por otro lado, la resistencia no drenada residual para arcillas se suele asumir igual a la resistencia de fuste, f_s .

Coeficiente de empuje de tierra en reposo K_0

El coeficiente de empuje lateral de tierra en reposo K_0 se define como la razón entre los esfuerzos horizontal y vertical efectivos, en una condición que no ocurren deformaciones, a través de la siguiente expresión:

$$K_0 = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \quad (8)$$

Este valor para suelos sobre consolidados no es constante, por lo que en la práctica habitual es común estimarlo a través de la siguiente expresión (Meyerhof, 1976):

$$K_0 = (1 - \sin(\phi))(OCR)^{0.5} \quad (9)$$

El valor del OCR se puede determinar a través del ensayo de consolidación.

En caso de tener un material normalmente consolidado, $OCR = 1.0$, se obtiene la clásica ecuación sugerida por Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) \quad (10)$$

Por otro lado, para arcillas sin cementación, este parámetro se puede estimar directamente a través del ensayo DMT mediante la siguiente expresión (Marchetti, 1980):

$$K_{0,DMT} = \left(\frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6 \quad (11)$$

Este parámetro también puede ser obtenido a partir de la resistencia de punta q_c obtenido del CPTu y del índice de tensión horizontal K_D obtenido del DMT (Baldi *et al.*, 1986):

$$K_0 = C_1 + C_2 K_D + C_3 \frac{q_c}{\sigma'_v} \quad (12)$$

donde C_1 , C_2 y C_3 dependen del tipo de suelo. De acuerdo con da Fonseca *et al.* (2003) para suelos con características similares a un suelo residual, estas constantes pueden tomar valores de $C_1 = 0.736$, $C_2 = 0.024$ y $C_3 = -0.00172$.

Información analizada

Características del suelo residual estudiado

Los suelos residuales corresponden a materiales que se originan por la meteorización y descomposición in situ de los macizos rocosos. Los suelos residuales estudiados corresponden a rocas de la edad Cretácico, presentes en la zona central de Chile. Las partículas que lo componen consisten, con frecuencia, en agregados o cristales de minerales meteorizados que se disgregan, presentando una textura principalmente arenosa o fina, cuando proceden de areniscas o tobas, y gruesa, cuando provienen de conglomerados. En el área de estudio se observaron suelos residuales asociados a afloramientos de rocas volcánicas (lavas y tobas) y sedimentarias (areniscas y conglomerados), los cuales no han sufrido erosión ni transporte, con porcentaje de finos sobre el 35%, límite líquido entre 50% y 70% e índice de plasticidad (IP) en el rango entre 15 y 35.

Concretamente, en el sector analizado las rocas presentan una zona superficial intensamente meteorizada (W5 y W6) de espesor variable, que en algunos sectores alcanza los 35 m de profundidad. Lo anterior confiere a esta zona superficial del macizo rocoso un comportamiento geotécnico asimilable al de un suelo y texturas arcillosas, arenosas y gravosas, debido a la baja cementación producida por la meteorización.

Antecedentes de los ensayos triaxiales, CPTu y DMT

Se contó con ensayos triaxiales CIU ejecutados en muestras “inalteradas” extraídas desde sondajes mediante tubos Shelby. Se ejecutaron 8 series de ensayos triaxiales, cuyas características se resumen en la Tabla 1.

Por otro lado, se cuenta con 3 perforaciones CPTu y 4 DMT ejecutados en la misma unidad del suelo residual de donde se extrajeron las muestras para realizar los ensayos triaxiales. Cabe destacar que estos ensayos in situ fueron ejecutados al lado de los sondajes de donde se extrajo las muestras analizadas en laboratorio.

Tabla 1: N° de probetas y confinamientos iniciales definidos para cada serie de ensayos triaxial CIU ejecutados.

Serie triaxial	N° probetas	Confinamientos iniciales p'_0 , kPa
Trx-1	3	1250 – 1800 - 2800
Trx-2	3	1200 - 1800 - 2500
Trx-3	2	100 - 500
Trx-4	1	300
Trx-5	1	200
Trx-6	2	50 - 100
Trx-7	2	500 - 2000
Trx-8	1	900

Resultados

Razón de resistencia residual a partir de ensayos triaxiales

Las Figuras 2 a 5 presentan los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales considerados, en términos de trayectorias de tensiones efectivas. Para cada muestra ensayada se ha destacado en gris el punto donde se evalúa la resistencia al corte residual S_u , correspondiente al valor registrado para una deformación del 20%, y que por el tipo de respuesta tensión-deformación, en general, coincide con la resistencia máxima, exceptuando las series Trx-1 y Trx-2, que son las únicas que muestran una resistencia máxima y luego una caída importante hacia un valor residual. De estos ensayos, se obtiene un ángulo de fricción de 31° , el cual se utiliza para calcular K_0 de las muestras con comportamiento contractivo (normalmente consolidado) y el K_0 promedio para las que presentan un comportamiento dilatante (sobreconsolidado). Para estas últimas, el valor de OCR fue estimado a través de ensayos de consolidación ejecutados en muestras extraídas de los mismos sondajes, obteniéndose un valor de OCR promedio de 3.75.

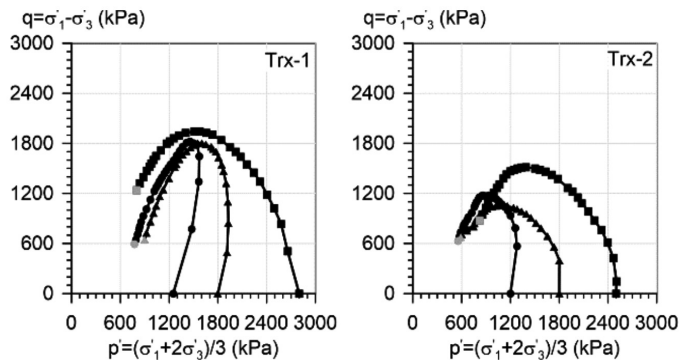


Figura 2: Trayectorias de tensiones efectivas series Trx-1 y Trx-2

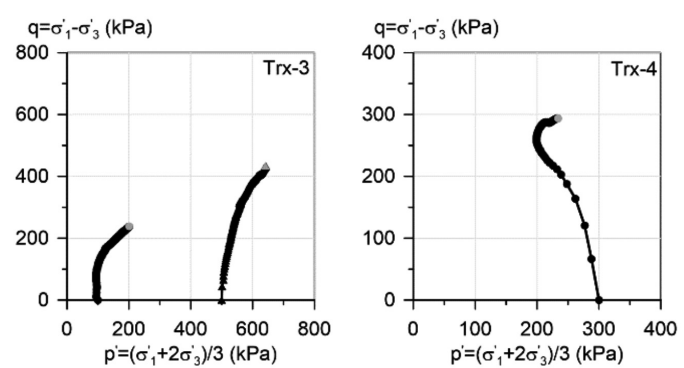


Figura 3: Trayectorias de tensiones efectivas series Trx-3 y Trx-4

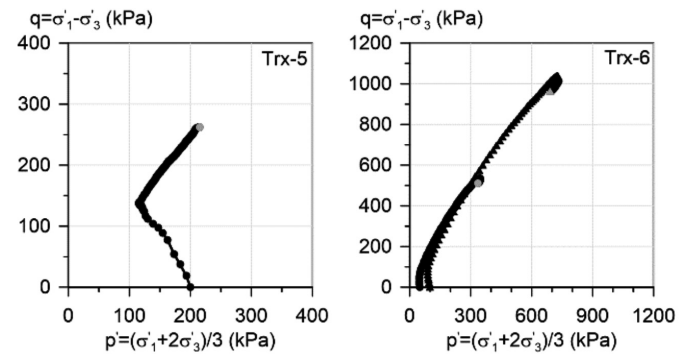


Figura 4: Trayectorias de tensiones efectivas series Trx-5 y Trx-6

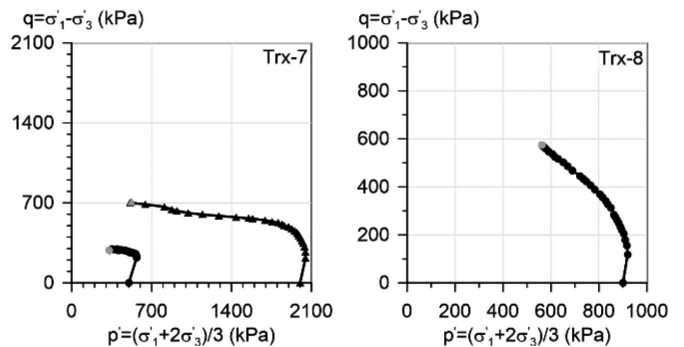


Figura 5: Trayectorias de tensiones efectivas series Trx-7 y Trx-8

Los valores de K_0 obtenidos, considerando las diferentes metodologías descritas en la sección Coeficiente de empuje de tierra en reposo K_0 , se resumen en la Tabla 2.

Tabla 2: Valores de K_0 obtenidos mediante la metodología de Jaky (1944) (NC) y Meyerhof (1976) (OC)

K_0	Ecuación	Valor
$(1 - \sin(\phi))(OCR)^{0.5}$	(9)	1.03
$1 - \sin(\phi)$	(10)	0.53

La Figura 6 presenta los valores de K_0 obtenidos en profundidad utilizando correlaciones a partir del DMT (ecuación (11)) y en conjunto con el CPT (ecuación (12)). Se observa que la primera tiene una alta dispersión, con un valor promedio de 1.66 y desviación estándar de 0.63, mientras que la segunda posee una dispersión bastante baja, con un promedio de 0.84 y desviación estándar de 0.09.

Para definir la razón de resistencia no drenada residual S_u/σ'_{v0} , se considerarán tres curvas geostáticas, obtenidas a partir de las 3 metodologías presentadas en la sección de K_0 . Para las series donde el comportamiento observado es dilatante, el K_0 considerado corresponde al obtenido a través de Meyerhof (1976), ecuación (9). Para las series con comportamiento contractivo, se consideró la de Jaky (1944), ecuación (10).

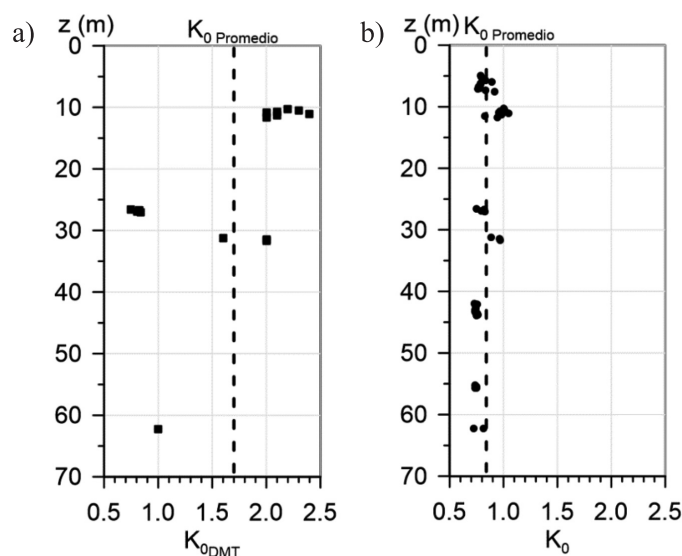


Figura 6: K_0 obtenido mediante correlaciones con el dilatómetro, en profundidad, a) de la ecuación (11) y b) de la ecuación (12)

En la Figura 7 se pueden observar las diferencias al momento de obtener el valor “ p_g ” en la probeta con $p'_0 = 2800$ kPa de la serie Trx-1, con el cual se determina σ'_{v0} . La Tabla 3 resume los valores de S_u/σ'_{v0} obtenidos considerando diferentes valores de K_0 , donde los valores para esta probeta varían desde 0.19 a 0.36, considerando el mismo valor de resistencia residual representado por el punto gris de la Figura 7.

Aplicando la misma metodología para el resto de las series de ensayos triaxiales, se obtiene la Figura 8, donde el

Tabla 3: S_u/σ'_{v0} obtenido considerando diferentes valores de K_0

K_0	p'_g , kPa	S_u/σ'_{v0}
K_0 Jaky	2191	0.19
K_0 DMT	2453	0.36
K_0 CPT	2668	0.21

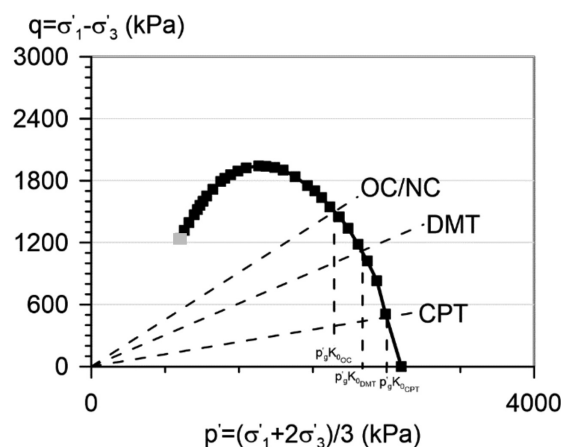


Figura 7: p'_{0g} obtenidos para cada curva geostática definidas a partir de los ensayos triaxiales (curva OC/NC), DMT y CPT

gráfico de la izquierda corresponde al S_u obtenido a partir de la ecuación (9) o (10) (dependiendo del comportamiento de la probeta), el gráfico central a partir de la ecuación (11) y el de la derecha a partir de la ecuación (12). Se observa que hasta confinamientos de 500-650 kPa la envolvente de la resistencia no drenada es de 100 kPa, independiente de la metodología aplicada. Para confinamientos mayores, se comienzan a observar diferencias entre cada metodología.

Cuando S_u se obtiene a partir de K_0 de Jaky y/o Meyerhof, la envolvente corresponde a 200 kPa hasta los 1750 kPa; para el S_{uDMT} es de 270 kPa hasta 1300 kPa; y para el S_{uCPT} es de 270 kPa hasta los 2000 kPa.

Por último, la envolvente del S_u para confinamientos mayores a los mencionados anteriormente se encuentran en función del confinamiento, donde se observa que el $S_{uK0Jaky/Meyerhof}$ presentan una razón S_u/σ'_{v0} igual a 0.11, lo cual es conservador y es un valor común en relaves depositados en cubeta (Been y Jefferies, 2016), mientras que la obtenida a través de la correlación con el DMT, S_{uDMT} , es igual a 0.79, valor propio de materiales fuertemente dilatantes. Además, de acuerdo con Machetti (1980), esta correlación sobreestima los valores de K_0 para arcillas cementadas.

Por último, al correlacionarse el dilatómetro con el CPT, $S_{u\text{CPT}}$, se obtiene una razón igual a 0.21, que es un resultado esperable para el tipo de material que compone el suelo de fundación.

La Tabla 4 resume las resistencias no drenadas obtenidas en los ensayos triaxiales a partir de los valores de K_0 obtenidos con cada metodología, en función del confinamiento σ'_{v0} .

Tabla 4: Resumen de las resistencias no drenadas obtenidas en los ensayos triaxiales a partir de diferentes valores de K_0

K_0	S_u , kPa	Rango σ'_{v0} , kPa
Jaky/Meyerhof	100	0-670
	200	670-1750
	$0.11\sigma'_{v0}$	>1750
DMT	100	0-500
	270	500-1300
	$0.79\sigma'_{v0}$	>1300
DMT con CPTu	100	0-600
	270	600-2000
	$0.21\sigma'_{v0}$	>2000

Razón de resistencia no drenada a partir del DMT

Al calcular la resistencia no drenada a partir del ensayo DMT, utilizando la ecuación (5) y solo para aquellos puntos que se cumple una condición de índice del material, I_D , menor a 2.0, se obtiene la Figura 9. Se observa que los valores de S_u obtenidos son sobreestimados, y se asocian fuertemente a un comportamiento dilatante con una razón S_u/σ'_{v0} igual a 0.36, presentando el mismo efecto que el observado en la interpretación del ensayo triaxial. De acuerdo con Marchetti (1980), esta correlación ha presentado otras variantes propuestas por otros autores, y que finalmente depende del diseño y condiciones de terreno su aplicación.

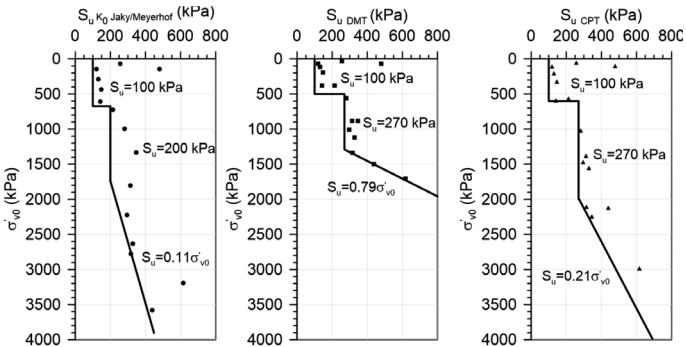


Figura 8: Valores de resistencia no drenada residual en función de σ'_{v0} , en ensayos triaxiales considerando diferentes valores de K_0 obtenidos a partir de las metodologías descritas en sección de K_0

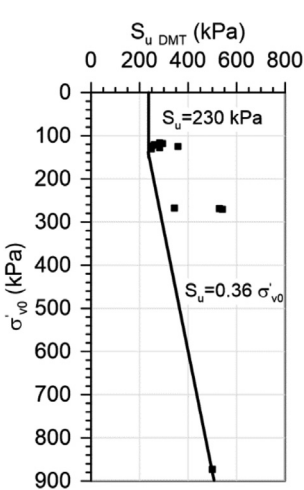


Figura 9: Valores de resistencia no drenada residual en función de σ'_{v0} a partir del DMT

Razón de resistencia no drenada a partir del CPTu

Se determinó la resistencia no drenada a partir del CPTu considerando un N_{kt} igual a 18. Al igual que con el ensayo triaxial, para confinamientos bajos (menores a 200 kPa) la envolvente de la resistencia no drenada residual tiene un valor de 110 kPa, y para confinamientos mayores la envolvente puede ser representada por la razón de S_u/σ'_{v0} igual a 1.29, como se observa en la Figura 10(a). Este valor es alto para este tipo de material, y que la correlación dependa de un parámetro N_{kt} que depende de las propiedades del material, no la hace la más adecuada para estimar, por sí sola, la resistencia no drenada en materiales residuales. Por otro lado, al calcular la resistencia no

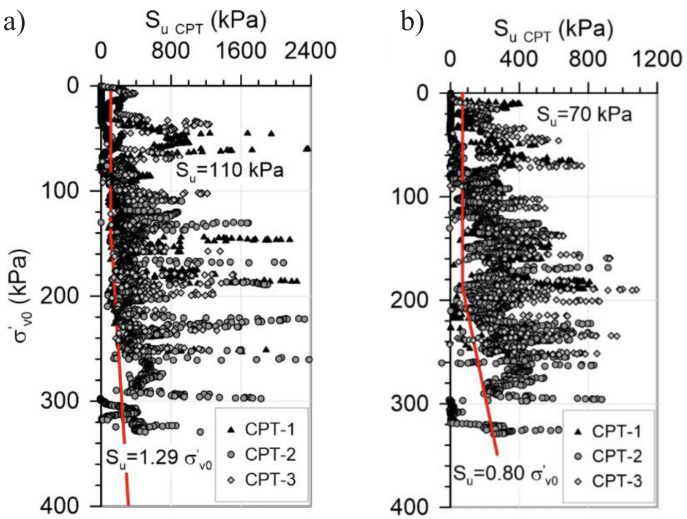
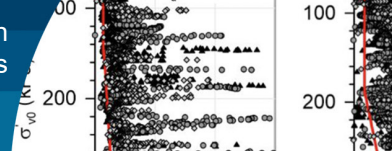


Figura 10: Valores de resistencia no drenada residual en función de σ'_{v0} a partir del CPTu: a) Resistencia no drenada peak a partir del N_{kt} y b) resistencia no drenada residual a partir de la resistencia de fuste



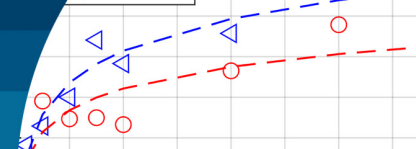
drenada a partir de la resistencia de fuste (f_s), se obtiene la Figura 10(b). Se observa que la resistencia no drenada residual se puede considerar con valor constante de 70 kPa hasta confinamientos de 200 kPa. Para confinamientos mayores, se tiene una razón de resistencia no drenada igual a 0.80, valor cercano a lo obtenido con la fórmula del DMT, correspondiente a un valor propio de materiales fuertemente dilatantes.

Conclusiones

Una de las mayores desventajas al momento de determinar la resistencia no drenada de un material es la incertidumbre existente al momento de estimar el coeficiente de empuje lateral de tierra en reposo (K_0). El trabajo realizado estimó el valor de K_0 a partir de diferentes metodologías, con el objetivo de determinar y comparar las razones de resistencia no drenada residuales que se obtienen para cada una de ellas. Al estimar esta razón a partir de la correlación de Jaky (1944) o Meyerhof (1976), se observa que los valores de la razón de resistencia no drenada residual son bajos. Por otro lado, cuando se estiman a partir de solo el ensayo de dilatómetro DMT, los valores son sobreestimados, obteniendo resultados propios de materiales fuertemente dilatantes. Sin embargo, cuando se utiliza la correlación entre el dilatómetro DMT y el ensayo de penetración de cono CPTu, los valores de esta razón son esperables para el tipo de material analizado en este estudio, lo cual se debe a que el parámetro K_0 puede ser bien estimado a partir de un ensayo de dilatómetro plano DMT complementado con el CPTu. Por lo tanto, del estudio realizado se concluye que, para suelos residuales ubicados en la zona central de Chile, la ejecución de ensayos in situ como el dilatómetro DMT y CPTu son importantes para complementar los resultados de ensayos triaxiales, lo que permite definir una razón de resistencia residual coherente para las propiedades del material analizado, sin presentar valores que la subestimen o sobreestimen.

Referencias

- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S., and Pasqualini, E. (1986). Flat dilatometer tests in calibration chambers. *Specialty Conference In Situ '86 Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, Virginia Tech, Blacksburg, VA, USA, ASCE Geotechnical Special Publication 6, 431-446
- Been, K. and Jefferies, M. (2016). *Soil liquefaction a critical state approach*. 2nd ed., Taylor & Francis Group
- da Fonseca, A.V., de Sousa, J.F.V. and Cruz, N.B. (2001). Parametrical correlations between SPT, CPT, DPL, PMT, DMT, CH and PLT tests results on a typical profile of saprolitic soils from Granite. *International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories*, 577-584
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. (A nyugalmi nyomas tenyezoe). *Journal of the Society of Hungarian Engineers and Architects* 78(22), 355-358 (in Hungarian)
- Marchetti, S. (1980). In situ tests by flat dilatometer. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 106(3), 299-321
- Meyerhof, G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 102(3), 197-228
- Robertson, P.K and Cabal, K.L. (2016). *Guide to cone penetration testig for Geotechnical Engineering*. 6th ed., Gregg Drilling & Testing, Inc., USA



Evaluación de la impedancia mecánica de suelos mediante ensayos de penetración dinámica de energía variable

Mechanical impedance evaluation of soils by variable energy dynamic penetration tests

Fecha de entrega: 6 de marzo 2025

Fecha de aceptación: 4 de abril 2025

Sebastián López-Retamales¹, Miguel Benz-Navarrete², Jean Canou³, Jean-Claude Dupla³ y María Francisca Toro⁴

¹ Universidad San Sebastián, Facultad de Ingeniería, Santiago, Chile, sebastian.lopezr@uss.cl (Orcid: 0000-0003-2719-1209)

² Sol-Solution, Géotechnique Réseaux, Riom, Francia, mbenz@sol-solution.com (Orcid : 0000-0001-8679-8794)

³ Ecole des Ponts ParisTech, Laboratoire Navier/CERMES, Marne la Vallée, Champs sur Marne, Francia, canou@cermes.enpc.fr, dupla@cermes.enpc.fr (Orcid: 0000-0001-7042-7390)

⁴ Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Construcción Civil, Macul, Chile.

La caracterización del suelo mediante ensayos de penetración dinámica (DPT) ha sido realizada mediante el establecimiento de parámetros geotécnicos obtenidos de la aplicación de correlaciones basadas en índices de penetración y en menor medida mediante mediciones directas. Esta característica produce una disminución en la precisión y variedad de los parámetros geotécnicos posibles de evaluar en terreno mediante DPT. El propósito de este artículo es presentar una metodología de evaluación de la impedancia mecánica del suelo Z_s mediante la aplicación de un método de desacople y reconstrucción de ondas y probar el potencial diferenciador de este parámetro entre dos tipos de arenas diferentes. Se realizaron ensayos DPT de energía variable empleando un penetrómetro instrumentado con sensores de deformación y acelerómetro (PANDA 3) sobre especímenes de arenas Hostun HN31 y Fontainebleau NE34 reconstituídos en estado seco en una cámara de calibración k_0 . Los resultados mostraron que es posible la evaluación del valor de impedancia mecánica mediante la aplicación del método de desacople y reconstrucción de señales dinámicas de fuerza y velocidad en la interfaz cono-suelo para cada impacto de martillo sobre el penetrómetro dinámico.

Palabras clave: ensayo de penetración dinámica, DPT, impedancia mecánica, energía variable, interfaz cono-suelo

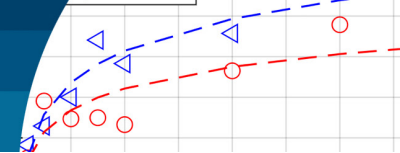
Soil characterization by dynamic penetration testing (DPT) has been performed by establishing geotechnical parameters obtained from the application of correlations based on penetration indices, dynamic driving equations and to a lesser extent by direct measurements. This characteristic produces a decrease in the precision and variety of the geotechnical parameters that can be evaluated in the field by means of a DPT. To improve the accuracy in soil characterization, the evaluation of new geotechnical parameters based on measurements directly obtained in the penetration equipment is an alternative. The purpose of this paper is to present a methodology for the evaluation of soil mechanical impedance Z_s by applying a decoupling and wave reconstruction method and to test the differentiating potential of this parameter between two different types of sands. Variable energy DPT tests were performed employing an instrumented penetrometer with strain sensors and accelerometer (PANDA3) on Hostun HN31 and Fontainebleau NE34 sand specimens reconstituted in dry state in a k_0 calibration chamber. The results showed that the evaluation of the mechanical impedance value in the two types of sands tested is possible by applying the decoupling method and reconstructing dynamic force and velocity signals at the cone-soil interface for each hammer impact on the dynamic penetrometer.

Keywords: dynamic penetration test, DPT, mechanical impedance, dynamic driving energy, cone-soil interface

Introducción

En la ingeniería geotécnica se emplean usualmente los ensayos de penetración dinámica para caracterizar las propiedades de un suelo y obtener así datos relevantes para

el diseño de las diferentes tipologías estructurales. Sin embargo, la evaluación de los resultados de estos ensayos requieren de un análisis que incluye múltiples factores que influyen en los resultados, tales como: tipo de suelo, con-



diciones de saturación, condiciones de operación, tipo de equipo empleado, método de análisis y evaluación de los resultados, entre otros.

El análisis y evaluación de los resultados de los ensayos, se realiza aplicando métodos basados en la aplicación de relaciones teórico-empíricas y métodos basados en el análisis de ondas. Las relaciones teórico-empíricas se basan en el establecimiento de correlaciones obtenidas entre índices de penetración y parámetros geotécnicos comúnmente empleados en el diseño geotécnico o mediante la aplicación de la ley de conservación de energía para la obtención de ecuaciones teóricas, mediante la cual es posible la evaluación de parámetros como la resistencia dinámica. Los métodos basados en el análisis de ondas permiten la evaluación de señales dinámicas (Benz, 2009a; Benz-Navarrete *et al.*, 2022; López Retamales, 2022), a partir de las cuales se obtienen mediciones tales como deformación, fuerza y energía de hinca dinámica mediante mediciones directas en el penetrómetro.

La diversidad de métodos de evaluación de los resultados de un ensayo *DPT*, resultan también en análisis basados en hipótesis que no concuerdan entre los diferentes métodos, es por esto que el establecimiento de nuevos parámetros asociados a mediciones contribuye a la disminución de las incertidumbres en la evaluación de parámetros a través de ensayos *DPT*.

El presente artículo tiene por objetivo contribuir a la evaluación de las características del suelo mediante ensayos *DPT*, extendiendo las posibilidades de caracterización con la evaluación de parámetros como la impedancia mecánica Z_s . Para esto, se presenta una metodología basada en el análisis de ondas en el penetrómetro y su interacción con el suelo. Con este fin, se emplea una metodología basada en el desacople y reconstrucción de ondas, mediante la cual es posible la reconstrucción de las señales de fuerza y velocidad en la interfaz cono-suelo. Para la obtención de la impedancia mecánica Z_s se emplea la polar de choque, la cual relaciona de manera directa la fuerza y velocidad en la interfaz cono suelo.

Para obtener las mediciones de fuerza y velocidad de ondas, se realizaron ensayos de penetración dinámica de energía variable *DPT*, sobre especímenes de arenas Hostun HN31 y Fontainebleau NE34 reconstituidos a un índice de densidad I_D de 0.5. Los especímenes fueron reconstituido en una cámara de calibración k_0 (Le, 2014) mediante el

método de depositación seca.

Se empleó un penetrómetro dinámico PANDA 3® (Benz, 2009a), el cual se encuentra instrumentado con sensores de deformación y acelerómetros, los cuales, mediante la aplicación de la ley de Hooke, permiten evaluar la fuerza de la onda generada por un golpe y mediante integración de la señal de aceleración, permite la evaluación de la velocidad particular de la onda de compresión.

El artículo está estructurado en cuatro secciones principales. En la primera parte se introducen los elementos generales asociados a la investigación y el propósito de la investigación, luego, se describen las arenas empleadas en los ensayos *DPT* (Fontainebleau NE34 y Hostun HN31). También se presentan las características de la cámara de calibración k_0 y del equipo empleados durante la experiencia de laboratorio. Para comprender las bases de la metodología, se presentan los métodos de análisis de las ondas basado en el desacople y reconstrucción de las señales. Se presentan los resultados de la evaluación de la impedancia mecánica del suelo Z_s para los dos tipos de arena ensayadas. Finalmente se presentan las principales conclusiones asociadas a la obtención del parámetro Z_s y su relación con el tipo de suelo y el esfuerzo vertical efectivo aplicado durante el ensayo.

Materiales y métodos

Material granular

Dos arenas fueron empleadas en la ejecución de ensayos *DPT*: Fontainebleau NE34 y Hostun HN31. Las arenas Fontainebleau NE34, están compuestas principalmente por sílice en un 98%, se distingue por su granulometría uniforme y una alta resistencia a la rotura. Visualmente, se presenta con un color beige claro y sus granos suelen exhibir formas redondeadas a semirredondeadas (Benahmed, 2001; López Retamales, 2022). Para este estudio, se establecieron valores de relación de vacíos mínima y máxima, $e_{min} = 0.55$ y $e_{max} = 0.85$ respectivamente, utilizando un método estandarizado (AFNOR, 2000). Hostun HN31 posee un 99% de sílice en su composición y, presenta granulometría uniforme, color gris claro y granos entre angulares a subangulares. Los valores de deformación definidos fueron de $e_{min} = 0.67$ y $e_{max} = 1.03$ (AFNOR, 2000; López Retamales, 2022). Los parámetros geotécnicos de ambas arenas se presentan en la Tabla 1.

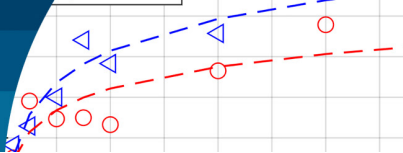


Tabla 1: Características geotécnicas de arenas Hostun HN31 y Fontainebleau NE34

Parámetro	HN31	NE34
G_s , g/cm ³	2.65	2.65
D_{50} , mm	0.35	0.21
C_u	1.57	1.52
ρ_{min} , g/cm ³	1.33	1.37
ρ_{max} , g/cm ³	1.60	1.72

Cámara de calibración

La cámara de calibración k_0 (Figura 1), desarrollada en el laboratorio Navier de la Ecole des Ponts ParisTech (Le, 2014), es un equipo con la capacidad de reproducir cargas verticales en condiciones de reposo sobre especímenes reconstituidos. Este equipo está compuesto por dos cilindros, una base, un anillo central, una cubierta superior y un sistema de carga vertical con la capacidad de producir un esfuerzo efectivo vertical σ'_{vo} de hasta 600 kPa. La configuración de la cámara permite reconstituir especímenes de 55 cm de diámetro y 73 cm de altura.

Para la aplicación de σ'_{vo} se dispone de una membrana de caucho extensible sobre el espécimen reconstituido, debajo de la tapa superior, la cual es accionada mediante presión hidráulica controlada. Para asegurar la hermeticidad del sistema los elementos se sellan mediante juntas tóricas y se genera una fijación mediante barras hiladas y tuercas para garantizar su estabilidad.

Para realizar ensayos de penetración dinámica de energía variable bajo condiciones controladas de carga vertical,

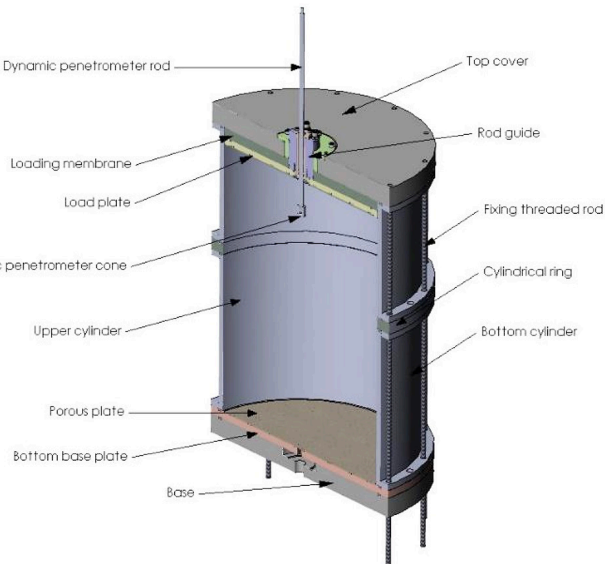


Figura 1: Esquema de la cámara de calibración

se realizaron modificaciones en la cubierta superior de la cámara. Estas modificaciones permitieron la aplicación de energía variable durante la hinca y la implementación de un programa de cargas verticales incrementales para capturar la respuesta del suelo en diferentes condiciones (López Retamales, 2022).

Penetrómetro dinámico de energía variable

Se empleó el penetrómetro dinámico de energía variable DPT PANDA 3 (Figura 2) (Benz, 2009b; Benz *et al.*, 2022; Gourvès, 1991; Langton, 1999), desarrollado en Francia en 1990. Este equipo ha sido ampliamente utilizado en diversas tipologías de proyectos de ingeniería, abarcando áreas como la minería, vías ferroviarias, aeropuertos, entre otros (Benz *et al.*, 2013; Escobar *et al.*, 2014; Escobar Valencia *et al.*, 2016; Espinace *et al.*, 2013; López Retamales *et al.*, 2020, 2021; López *et al.*, 2018, 2019, 2021; López y Benz, 2019).

El equipo PANDA 3 cuenta con sensores de aceleración y deformación con rangos de medición de 20000g y ± 45 kN (aplicando ley de Hooke), respectivamente. La integración de la señal de aceleración permite obtener mediciones de velocidad, mientras que la aplicación de la ley de Hooke

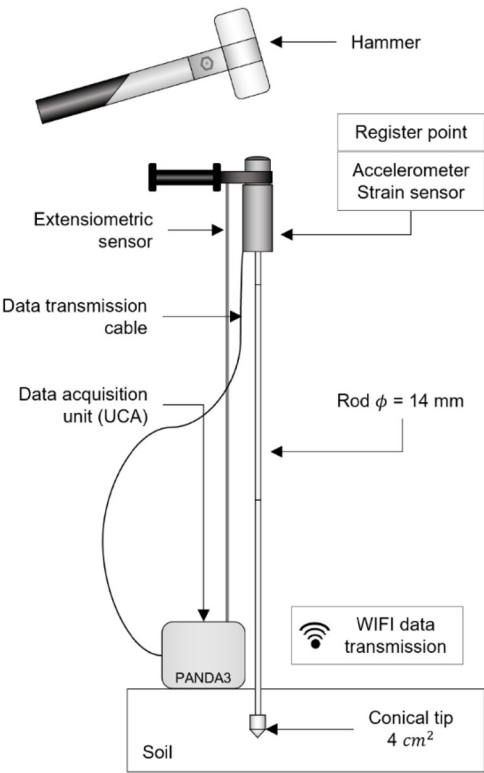


Figura 2: Esquema general del penetrómetro dinámico de energía variable DPT.

considerando la medición de deformación permite el registro de una señal de fuerza.

Las mediciones son registradas en una unidad central de adquisición de datos UCA (francés: *Unité d'Acquisition de Données*), que procesa y almacena las señales y datos de los sensores. Transmite los datos de manera inalámbrica a un dispositivo móvil para su visualización e interpretación. La UCA incluye un sensor conectado a la cabeza de golpeo que permite registrar la trayectoria de desplazamiento del penetrómetro y la profundidad de penetración.

El ensayo analiza las señales dinámicas de fuerza y velocidad de cada impacto del martillo en el dominio temporal y frecuencial. Esto permite evaluar parámetros geotécnicos como el módulo elástico dinámico E_{kd} , velocidad de onda de compresión C_p , impedancia mecánica Z_s , resistencia dinámica q_d , entre otros (Benz, 2009a; López Retamales, 2022; Tran *et al.*, 2018, 2019).

Mediante la aplicación de la teoría de ondas, es posible analizar las señales dinámicas registradas en cada impacto del martillo. Este enfoque se fundamenta en las características morfológicas del penetrómetro, permitiendo analizar el sistema con un enfoque unidimensional. Considerando esto, se supone una velocidad de propagación de ondas constante (c_r), así como un comportamiento elástico de las barras del penetrómetro, su homogeneidad material y sección transversal uniforme. Además, se considera que las fuerzas externas aplicadas sobre las barras son despreciables (Benz, 2009a).

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{1}{c_r} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1)$$

La ecuación de onda unidimensional puede ser analizada mediante la solución de D'Alembert, la cual propone la superposición de dos ondas que se propagan en direcciones opuestas: una onda incidente u_i y una onda reflejada u_r .

$$u(x, t) = u_i(x - c_t t) + u_r(x + c_t t) \quad (2)$$

La medición de u_i y u_r en un punto conocido x_a del equipo, en conjunto con un método de desacople y reestructuración de ondas, permite la determinación de las velocidades particulares $v(x, t)$, deformaciones $\varepsilon(x, t)$, desplazamientos

$u(x, t)$ y tensiones $\sigma(x, t)$. Este método permite la obtención de las señales reconstruidas en cualquier punto x_n a lo largo del penetrómetro.

Desacople y reconstrucción de ondas

El impacto del martillo sobre el cuerpo del penetrómetro genera una onda que se desplaza de forma descendente y ascendente a través del equipo de penetración. Este proceso provoca el fenómeno de superposición de ondas, por lo que resulta necesario aplicar un método de desacople que permita separar las ondas incidentes y reflejadas como se muestra en la Figura 3 (Casem *et al.*, 2003; Jung *et al.*, 2006; Lundberg y Henchoz, 1977).

En el caso del penetrómetro PANDA 3 se determinó que el método que mejor se adapta a las características del equipo es el propuesto por Casem *et al.* (2003) (Benz, 2009a). Este método emplea mediciones de deformación $\varepsilon_A(t)$ y velocidad $v_A(t)$ (ecuaciones (3) y (4)), para la obtención de las ondas incidentes u_i y las ondas reflejadas u_r en un punto determinado de medición x_a .

$$\varepsilon_d(x - ct) = \frac{1}{2} \varepsilon_A(t) - \frac{1}{2c} v_A(t) \quad (3)$$

$$\varepsilon_r(x + ct) = \frac{1}{2} \varepsilon_A(t) + \frac{1}{2c} v_A(t) \quad (4)$$

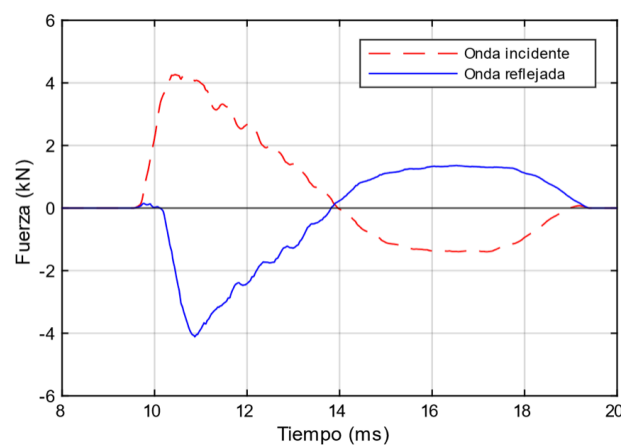


Figura 3: Desacople de ondas incidentes y reflejadas.

En el caso de los penetrómetros, las condiciones de aplicación de este método no se cumplen. Los efectos de fricción lateral están presentes a lo largo de las barras embebidas en el suelo, no obstante, en el caso de la configuración em-

pleada en esta investigación, los efectos de esta fuerza se consideran despreciables (Aoki y Cintra, 2000; Lukiantchuki, 2012; Odebrecht, 2003; Odebrecht *et al.*, 2005; Schmertmann, 1978; Schmertmann y Palacios, 1979; Schnaid *et al.*, 2007).

Por otro lado, la uniformidad del medio de propagación no se cumple en los puntos de unión entre barras y en la unión barra-cono, sin embargo, es posible la aplicación de un proceso iterativo de desacople y reconstrucción de señales dinámicas en cada punto de cambio de impedancia (ecuaciones (5) y (6)), hasta alcanzar la interfaz cono-suelo (Benz, 2009a; Benz-Navarrete *et al.*, 2022).

Una vez obtenidas las señales de fuerza $F_i(t)$ y velocidad $V_i(t)$ reconstruidas en la interfaz cono-suelo (Figuras 4 y 5), es posible la construcción de una curva carga desplazamiento dinámico (Figura 6), la cual representa la respuesta del suelo frente a la carga dinámica impuesta por el cono sobre el suelo.

$$F_N(t) = \frac{1}{2} \left[F_{N-1}(t + \Delta t_{n-(n-1)}) + F_{N-1}(t - \Delta t_{n-(n-1)}) \right] + \frac{Z_n}{2} \left[v_{N-1}(t + \Delta t_{n-(n-1)}) - v_{N-1}(t - \Delta t_{n-(n-1)}) \right] \quad (5)$$

$$v_N(t) = \frac{1}{2} \left[v_{N-1}(t + \Delta t_{n-(n-1)}) + v_{N-1}(t - \Delta t_{n-(n-1)}) \right] + \frac{1}{2Z_n} \left[F_{N-1}(t + \Delta t_{n-(n-1)}) - F_{N-1}(t - \Delta t_{n-(n-1)}) \right] \quad (6)$$

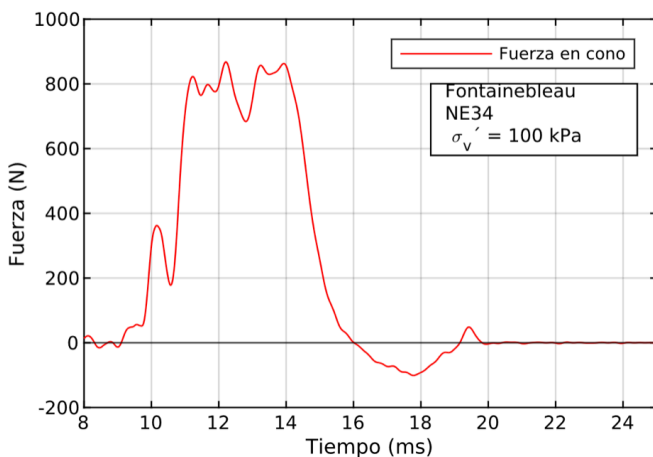


Figura 4: Registro de fuerza en interfaz cono-suelo.

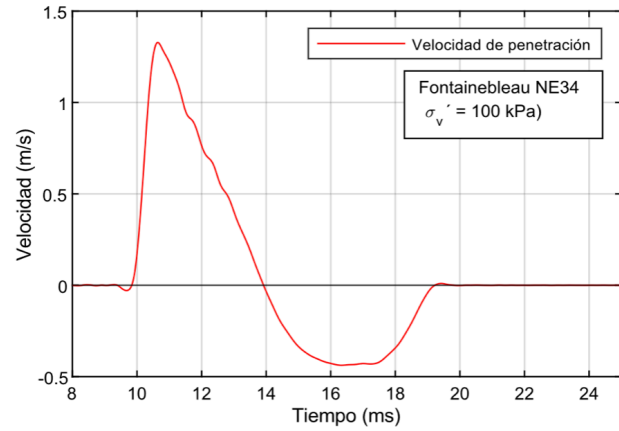


Figura 5: Registro de velocidad en interfaz cono-suelo.

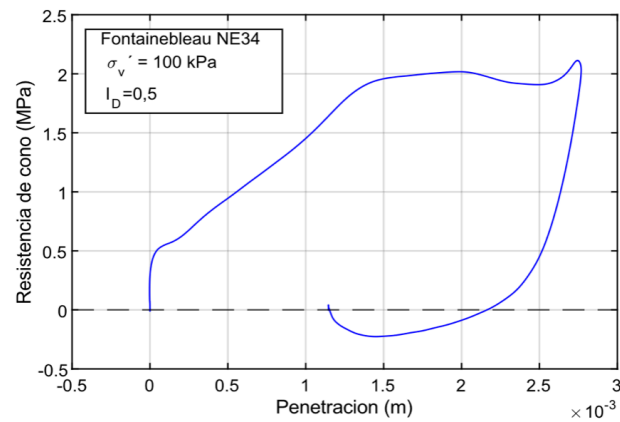


Figura 6: Curva carga desplazamiento dinámico.

Evaluación de la impedancia mecánica en suelos granulares

La impedancia mecánica es un parámetro que permite cuantificar la resistencia que se opone a un elemento a que se desplace. De esta forma Z_s relaciona la fuerza aplicada sobre un elemento y la velocidad que este alcanza durante su desplazamiento. En el caso del empleado en esta investigación, se aplica el método de la polar de choque (Tran *et al.*, 2019; Aussedat, 1970; Oularbi, 1989; Benz, 2009; Benz-Navarrete *et al.*, 2022; Iskander *et al.*, 2015; Lodygowski and Rusinek, 2014; Meunier, 1974; Omidvar *et al.*, 2014; Oularbi and Levacher, 2009). Este método permite el análisis de la propagación de ondas de un medio a otro cuando se producen cambios de impedancia.

Si las mediciones de fuerza F_p y v_p velocidad transmitidas al suelo se encuentran disponibles es posible construir la polar de choque en el intervalo de tiempo en el cual ocurre la primera reflexión del frente de onda ($t_0 + 2\frac{l_r}{c_r}$). La rela-

ción entre F_p y v_p permite construir una relación lineal dada por la impedancia mecánica (Figura 7), la cual es representada por la ecuación (7).

$$F_p = Z_s v_p \quad (7)$$

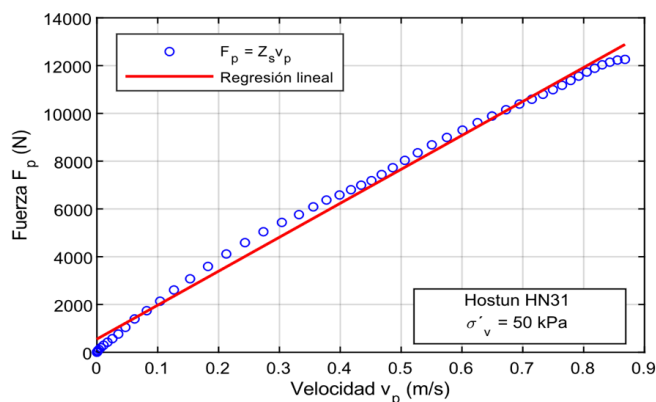


Figura 7: Relación Velocidad-Fuerza en la interfaz cono-suelo.

Procedimiento experimental

Se realizaron ensayos *DPT* para obtener y registrar las señales de fuerza y deformación dinámicas y evaluar la impedancia mecánica en dos diferentes tipos de suelos, se reconstituyeron dos especímenes de arena. Un espécimen de arenas Hostun HN31 y otro de arenas Fontainebleau NE34. Para reconstituir los especímenes se empleó el método de depositación seca por capas para alcanzar el índice de densidad de 0.5. Se compactó el espécimen hasta alcanzar la densidad objetivo y la altura preestablecida de 70 cm de alto.

Para captar la respuesta del suelo, bajo un amplio rango de esfuerzos verticales, se aplicaron cargas verticales efectivas en intervalos crecientes de manera escalonada desde los 10 kPa y hasta los 400 kPa (10, 25, 50, 75, 100, 200, 300 y 400 kPa).

En cada impacto de martillo sobre la cabeza de golpeo del penetrómetro se registraron las señales de deformación y aceleración, las cuales, mediante el método de desacople y reconstrucción de señales, permitió obtener las señales de fuerza y velocidad en la interfaz cono-suelo.

Para disminuir los efectos de las condiciones de borde en los análisis de resultados, se excluyeron del análisis los re-

sultados de impactos dinámicos ejecutados hasta alcanzar una profundidad de 10 cm y aquellos impactos que se encuentran a 10 cm del fondo de la cámara de calibración.

Resultados experimentales

Las señales de fuerza y deformación generadas por la onda de compresión fueron registradas en el contorno de la cabeza de golpeo para impacto dinámico en los especímenes de arenas Hostun HN31 y Fontainebleau NE34. Se aplicó el método de desacople y reconstrucción para obtener las señales de fuerza y velocidad en la interfaz cono-suelo para construir la polar de choque y obtener el valor de la impedancia mecánica

En la Figura 8 se presentan los resultados de las relaciones establecidas entre las señales de fuerza F_p y velocidad v_p para dos impactos dinámicos realizados sobre el espécimen reconstituido de arenas Fontainebleau NE34 y Hostun HN31, ambos sometidos a un esfuerzo vertical efectivo σ'_{v0} de 200 kPa. En la Figura 8 se puede observar que es posible establecer una relación lineal entre el origen de la señal y el intervalo de tiempo $(t_0 + 2\frac{l_r}{c_r})$ en el cual las señales no son perturbadas por los efectos de superposición de ondas, para ambos suelos ensayados.

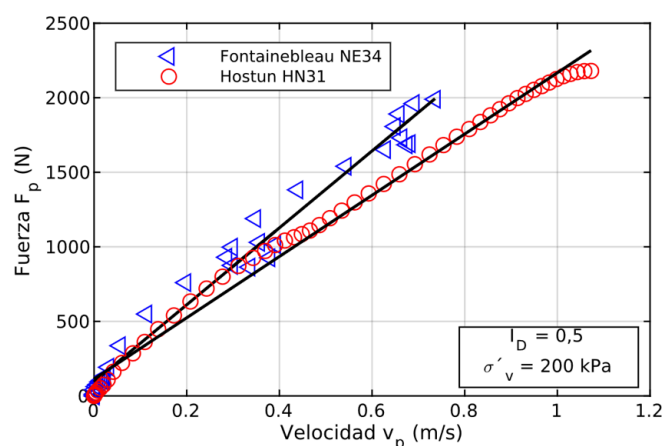


Figura 8: Relación $F_p - v_p$ en interfaz cono-suelo para dos impactos dinámicos en los tipos de suelo ensayados.

En la Figura 9 se presenta un penetrograma de valores de impedancia mecánica obtenido para cada impacto de martillo sobre el penetrómetro, en un ensayo realizado sobre un espécimen de arenas Fontainebleau NE34 reconstituido a un I_D de 0.5. En la Figura 9 se observa la presencia de algunos puntos anómalos. Estos puntos anómalos

se relacionan con los efectos de impactos excéntricos, los que generan deformaciones perpendiculares al sentido de desplazamiento del frente y provocan una interacción con elementos de la cámara de calibración, sin embargo, la ocurrencia de estos puntos responde a accidentes aislados. La exclusión de estos no afecta la evaluación de la impedancia mecánica.

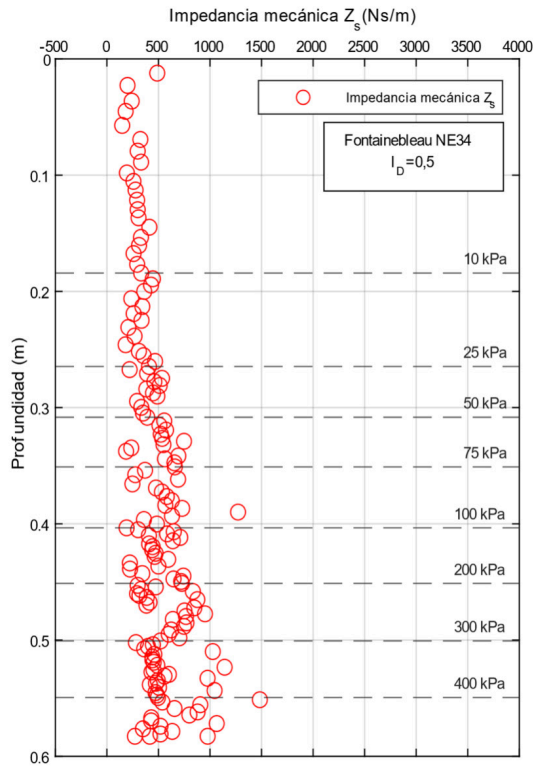


Figura 9: Penetrograma de impedancias mecánicas en espécimen de arenas Fontainebleau NE34

Tabla 2: Valores medios de impedancia mecánica

σ'_v	HN31, Ns/m	NE34, Ns/m	Z_{sm}
10	250.81	282.70	12.72
25	390.78	329.20	-15.76
50	346.93	400.21	15.36
75	349.72	540.81	54.64
100	332.70	483.00	45.18
200	465.15	557.28	19.81
300	578.66	697.99	20.62
400	543.16	656.75	20.91

Para obtener un parámetro representativo a diferentes niveles de carga efectiva vertical, fue obtenido el valor promedio de impedancia mecánica asociado a cada nivel de carga efectiva vertical. La Tabla 2 presenta un resumen de

resultados de valores promedio de impedancia mecánica para los ensayos realizados, en función de los esfuerzos efectivos verticales aplicados sobre el espécimen. Los resultados muestran que en general los valores de impedancia mecánica de arenas Fontainebleau NE34 son mayores entre un 12% y hasta en un 54 % sobre aquellos valores obtenidos en las arenas Hostun HN31. De los resultados obtenidos, se estableció que la relación entre la impedancia mecánica del suelo y el esfuerzo efectivo vertical σ'_v puede ser representada por una función logarítmica compuesta de un factor α y otro β de la forma:

$$Z_s = \alpha \ln \sigma'_v + \beta \tag{8}$$

La Figura 10 presenta las relaciones establecidas entre el esfuerzo efectivo vertical y la impedancia mecánica para los especímenes ensayados. Los resultados muestran que la relación puede ser ajustada mediante la consideración de una función logarítmica como la presentada en la ecuación (8). De la gráfica se desprende que la impedancia mecánica aumenta con el incremento de la carga efectiva vertical, sin embargo, se observó una mayor dispersión de los valores de impedancia mecánica a bajos niveles de esfuerzo efectivo vertical (10 kPa a 100 kPa).

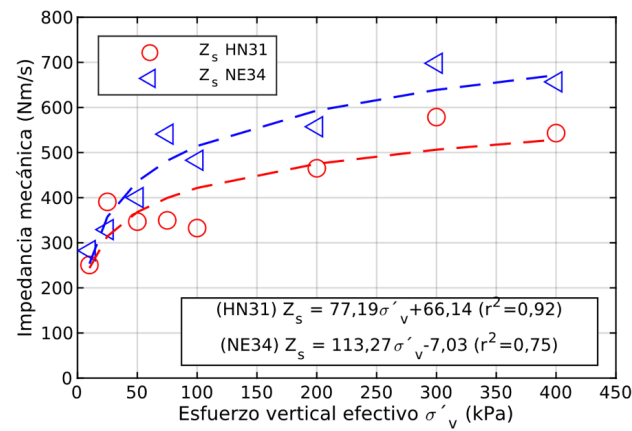


Figura 10: Relación $Z_s - \sigma'_v$ para especímenes ensayados.

Por otro lado, los resultados muestran que la impedancia mecánica es un parámetro característico de cada suelo ensayado en este estudio, por lo que puede ser empleado como parámetro de diferenciación entre dos suelos, sin embargo, es necesario evaluar otros tipos de suelos para identificar otras variables que se asocian con la variación de este parámetro.

Conclusiones

Se presentó una metodología para la evaluación de la impedancia mecánica del suelo mediante ensayos de penetración dinámica de energía variable sobre especímenes reconstituidos de arenas Hostun HN31 y Fontainebleau NE34 en una cámara de calibración k_0 , en la cual se aplicaron diferentes esfuerzos efectivos verticales sobre los especímenes. Los resultados de la aplicación del método de evaluación de la impedancia mecánica del suelo para cada impacto dinámico de martillo sobre el penetrómetro fueron presentados mediante la aplicación del método de desacople y reconstrucción de ondas y la construcción de la polar de choque a diferentes niveles de carga efectiva vertical.

Los resultados obtenidos permiten concluir que es posible la evaluación de la impedancia mecánica para cada impacto de un DPT de energía variable, permitiendo describir paramétricamente la respuesta del suelo.

Al analizar los resultados de la evaluación y análisis de las mediciones, y considerando los tipos de arenas ensayados, se concluye que la impedancia mecánica es un parámetro intrínseco de cada tipo de suelo, por lo que puede ser empleado en la caracterización de estos, sin embargo, se requiere de un análisis de un mayor número de suelos para establecer un punto de comparación más extenso.

Con respecto a los esfuerzos efectivos verticales aplicados a los especímenes, es posible indicar que la magnitud de la impedancia mecánica es sensible a la variación del esfuerzo efectivo vertical, describiendo una relación en la cual, mientras mayor sea la carga efectiva vertical aplicada, mayor será la magnitud de la impedancia mecánica.

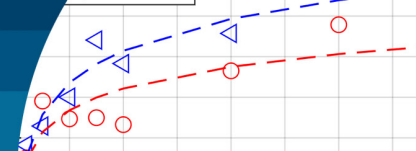
Aunque el uso de *DPT* tiene larga trayectoria a lo largo de la práctica de la ingeniería geotécnica, el uso de energía variable y la aplicación del método de desacople y reconstrucción de ondas permite extender las posibilidades de aplicación de estos equipos, permitiendo la evaluación de un mayor número de parámetros geotécnicos y mejorar así las posibilidades de aplicación y precisión de los resultados obtenidos.

Agradecimientos

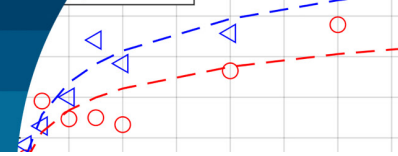
Agradecimientos al proyecto francés FUI EMeRGER (Elaboration des Méthodes de Reconnaissance Géotechnique de 3eme Génération, 2018-2022), por el financiamiento parcial del proyecto.

Referencias

- AFNOR (2000). NF P94-059 Soils : investigation and testing - Determination of minimal and maximal density of cohesionless soils. Association française de Normalisation, France
- Aoki, N. and Cintra, J.C.A. (2000). The application of energy conservation Hamilton's principle to the determination of energy efficiency in SPT test. *6th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*. S. Niyama and J. Bein (eds.), 457–460
- Aussedat, G. (1970). *Sollicitations rapides des sols*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, Grenoble, France
- Benahmed, N. (2001). *Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité y cylique*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Pont et Chaussées, France
- Benz, M. (2009a). *Mesures dynamiques lors du battage du penetrometre panda 2*. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal Clermont II, France
- Benz, M. (2009b). *Méthodologie d'évaluation d'ouverture et fermeture des pistes en herbe d'aérodromes d'ADP à l'aide d'un pénétromètre dynamique ultraléger sur mesure*. Riom, France
- Benz-Navarrete, M.A., Breul, P. and Gourvès, R. (2022). Application of wave equation theory to improve dynamic cone penetration test for shallow soil characterisation. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 14(1), 289–302.
- Benz, M.A., Escobar, E., Gourvès, R., Haddani, Y., Breul, P. & Bacconnet, C. (2013). Mesures dynamiques lors du battage pénétrométrique – Détermination de la courbe charge-enfoncement dynamique en pointe. *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, France, 499–502
- Casem, D.T., Fourney, W. and Chang, P. (2003). Wave separation in viscoelastic pressure bars using single- point measurements of strain and velocity. *Polymer Testing* 22(2), 155–164
- Escobar, E., Benz, M.A., Haddani, Y., Lamas, F., Calon, N., Aguiar, S.C.D. (2014). Reconnaissance dynamique des sites ferroviaires a l'aide du penetrometre PANDA 3®. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*, Beauvais, France



- Escobar Valencia, E.J., Benz Navarrete, M.A., Gourvès, R., Breul, P., Chevalier, B. (2016). In-situ determination of soil deformation modulus and the wave velocity parameters using the Panda 3®. *5th Geotechnical and Geophysical Site Characterisation*, Acosta-Martínez & Kelly (eds.), Australian Geomechanics Society, vol. 1, 279–284
- Espinace, R., Villavicencio, G., Palma, J., Breul, P., Bacconnet, C., Benz, M.A., Gourvès, R. (2013). Stability of Chilean's tailings dams with the Panda® penetrometer. Experiences of the last 10th. *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, France, 519–522
- Gourvès, R. (1991). Le PANDA : pénétrömètre dynamique léger à énergie variable pour la reconnaissance des sols. Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand, France
- Iskander, M., Bless, S. and Omidvar, M. (2015). *Rapid penetration into granular media : visualizing the fundamental physics of rapid earth penetration*. Elsevier
- Jung, B., Park, Y. and Park, Y. (2006). Longitudinal acceleration wave decomposition in time domain with single point axial strain and acceleration measurements. *The 8th International Conference on Motion and Vibration Control*, 1-6
- Langton, D.D. (1999). The Panda lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction. *Ground Engineering* **9**, 33-37
- Le, van C. (2014). *Étude sur modèle physique du renforcement des sols par colonnes en « Soil-Mix » : application aux plates-formes ferroviaires*. Thèse de doctorat, Université Paris – Est, France
- Lodygowski, T. and Rusinek, A. (eds.) (2014). *Constitutive relations under impact loadings*. Springer, Vienna, Austria, vol. 552.
- López Retamales, S. (2022). *Development of a method to evaluate the risk of liquefaction of sands from a dynamic penetrometer test*. Thèse de doctorat, Ecole des Ponts ParisTech, France
- López Retamales, S., Canou, J., Dupla, J.C., Benz Navarrete, M. (2021). Development of a liquefaction risk assessment methodology using an instrumented lightweight dynamic penetrometer: calibration chamber tests. *6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site*, T. Huszák, A. Mahler and E. Koch (eds.), Budapest, Hungary
- López Retamales, S., Canou, J., Dupla, J.C., Benz Navarrete, M. A. (2020). Penetrometre dynamique et indice de densité des sables. Application a l'évaluation du risque de liquéfaction des massifs sableux. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*. Lyon, France
- López, S. y Benz, M. (2019). Comparación de los ensayos de penetrómetro de cono dinámico de energía variable PANDA® ensayo de placa de carga estática y dinámica. *XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, N.P. López-Acosta et al. (eds.), Cancún, México, 1562–1571
- López, S., Benz, M., Navarro, J. y Zamora, D. (2018). Control geotécnico de obras viales mediante penetrómetro dinámico ligero de energía variable PANDA 2. *X Congreso Chileno de Geotecnia*, Valparaíso, Chile
- López, S., Benz, M. y Moustán, P. (2019). Comparación de los ensayos de penetración de cono dinámico (DCP) y penetrómetro de cono dinámico de energía variable PANDA®. *XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, N.P. López-Acosta et al. (eds.), Cancún, México, 1552-1561
- López, S., Dupla, J.C., Canou, J. and Benz, M. (2021). Evaluation of soil liquefaction resistance with variable energy dynamic penetration test, PANDA®: state of the art. *6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site*. T. Huszák, A. Mahler and E. Koch (eds.)
- Lukiantchuki, J.A. (2012). *Interpretação de resultados do ensaio spt com base em instrumentação dinâmica*. PhD thesis, Universidade de São Paulo, Departamento de Geotecnia, São Paulo, Brasil
- Lundberg, B. and Henchoz, A. (1977). Analysis of elastic waves from two-point strain measurement. *Experimental Mechanics* **17**(6), 213–218
- Meunier, J. (1974). *Contribution à l'étude des ondes et des ondes de choc dans les sols*. Université Joseph Fourier Grenoble, France
- Odebrecht, E. (2003). *Medidas de energia no ensaio SPT*. PhD thesis. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil
- Odebrecht, E., Schnaid, F., Rocha, M.M. and de Paula Bernardes, G. (2005). Energy efficiency for standard penetration tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **131**(10), 1252–1263.



- Omidvar, M., Iskander, M. and Bless, S. (2014). Response of granular media to rapid penetration. *International Journal of Impact Engineering* **66**, 60-82.
- Oularbi, A. (1989). *Applicabilité des mesures dynamiques au calcul des pieux*. Thèse de doctorat, Université de Nantes, France
- Oularbi, A. and Levacher, D. (2009). Réponse dynamique de la pointe d'un modèle de pieu dans un sol granulaire. *Coastal and Maritime Mediterranean Conference*, 49–52.
- Schmertmann, J. (1978). The statics and dynamics of the standard penetration test. *Symposium on Site Exploration in Soft Ground Using in Situ Techniques*, 145–205
- Schmertmann, J. and Palacios, A. (1979). Energy dynamics of SPT. *Journal of Geotechnical Engineering Division* **105**(8), 909–926
- Schnaid, F., Odebrecht, E. and Rocha, M.M. (2007). On the mechanics of dynamic penetration tests. *Geomechanics and Geoengeineering* **2**(2), 137–146.
- Tran, Q.A., Benz Navarrete, M.A., Breul, P., Chevalier, B., Moustan, P., (2019). Soil dynamic stiffness and wave velocity measurement through dynamic cone penetrometer and wave analysis. *XVI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, N.P. López-Acosta et al. (eds.), Cancún, México, 401–408
- Tran, Q.A., Chevalier, B. and Breul, P. (2018). Spectral analysis of the response of coarse granular material to dynamic penetration test modelled with DEM. *International Journal of Geosynthetic and Ground Engineering* **4**(3): 22.



Main factors affecting the determination of the undrained strength of some Mexican soils by the field vane test

Principales factores que afectan la determinación de la resistencia no drenada de algunos suelos mexicanos mediante el ensayo de veleta in situ

Fecha de entrega: 10 de marzo 2025

Fecha de aceptación: 23 de abril 2025

José-Luis Rangel-Núñez¹, Enrique Ibarra-Razo² and Ricardo Flores-Eslava²

¹ Universidad Autónoma Metropolitana, Materials Department, Azcapotzalco, México, jrangeln62@gmail.com

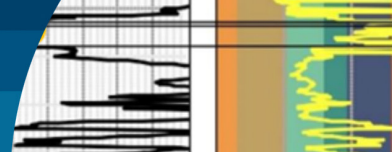
² InGeum Ingeniería, Engineering department, México

It is routine in geotechnical design practice to estimate the undrained strength of soils (s_u) using the CPTu test, based on correlations with laboratory tests. Correlations must be verified for each site with laboratory undrained triaxial tests on good quality undisturbed samples, which is a time-consuming and sometimes difficult activity. As an alternative approach, undrained strength can be determined more efficiently using the field vane shear test (VST). However, it should be noted that some adjustment to the standard rotation rate and/or correction to the μ factor may be required for particular soils. This paper presents experimental results on the influence of VST strain rate on the estimation of undrained shear strength. The test program was carried out on lacustrine soft clays from four sites in Mexico City (CDMX), where the water content varies from 100% to 500%, and experimental results from a tailings dam in northern Mexico are also presented. Undrained triaxial, VST and CPTu tests were performed on the CDMX soft clays. The rate of rotation $\dot{\theta}$ varied from 0.1°/s to 4°/s to evaluate the peak, residual and remolded shear strength with VST. For the soft clay, the results show that the curve $\dot{\theta}$ versus peak resistance has a minimum value in the range of 0.2 to 0.5, which is associated with the value of the undrained resistance of the soil without viscous phenomena. Therefore, for the clayey deposits of Mexico City, it is recommended to use this range of values to ensure that the correlations used in the piezocone are reliable. In terms of soil sensitivity, the results show that it decreases with increasing speed, with a smaller decrease at greater depths. For the tailings site, similar results to those found in Mexico City were observed, but VST tests using a rotation rate varying from 0.2 to 2°/s showed that the peak resistance has a minimum value at 1°/s.

Keywords: field vane test, undrained shear resistance, Mexico City, tailings, CPTu

Es rutinario en la práctica del diseño geotécnico estimar la resistencia no drenada de suelos (s_u) mediante el ensayo CPTu, con base en correlaciones con ensayos de laboratorio. Las correlaciones deben verificarse para cada sitio con ensayos triaxiales no drenados en muestras inalteradas de buena calidad, lo cual es una actividad que consume mucho tiempo y, en ocasiones, es difícil. Como enfoque alternativo, la resistencia no drenada puede determinarse de manera más eficiente utilizando el ensayo de veleta de corte in situ (VST). Sin embargo, debe tenerse en cuenta que puede requerirse algún ajuste a la velocidad de rotación estándar y/o corrección al factor μ para suelos particulares. Este documento presenta resultados experimentales sobre la influencia de la velocidad de deformación de VST en la estimación de la resistencia al corte no drenada. El programa de ensayos se llevó a cabo en arcillas blandas lacustres de cuatro sitios de la Ciudad de México (CDMX), donde el contenido de agua varía de 100% a 500%, y también se presentan resultados experimentales de una presa de relaves en el norte de México. Se realizaron ensayos triaxiales no drenados, VST y CPTu en arcillas blandas de la CDMX. La velocidad de rotación $\dot{\theta}$ varió de 0.1°/s a 4°/s para evaluar la resistencia al corte máxima, residual y remoldeada con VST. Para la arcilla blanda, los resultados muestran que la curva $\dot{\theta}$ versus resistencia máxima presenta un valor mínimo en el rango de 0.2 a 0.5, asociado con el valor de la resistencia no drenada del suelo sin fenómenos viscosos. Por lo tanto, para los depósitos arcillosos de la Ciudad de México, se recomienda utilizar este rango de valores para asegurar la fiabilidad de las correlaciones utilizadas en el piezocono. En cuanto a la sensibilidad del suelo, los resultados muestran que disminuye con el aumento de la velocidad, con una disminución menor a mayor profundidad. Para el depósito de relaves, se observaron resultados similares a los encontrados en la Ciudad de México, pero los ensayos VST con una velocidad de rotación de 0.2 a 2°/s mostraron que la resistencia máxima presenta un valor mínimo a 1°/s.

Palabras clave: ensayo de veleta in situ, resistencia al corte no drenada, Ciudad de México, relaves, CPTu



Introduction

Piezcone testing has the advantage of determining soil mechanical properties through correlations, specifically the undrained shear strength (equation (1)). The coefficients N_{kl} and $N_{\Delta u}$ may vary between 10 and 24 for N_{kl} and 4 and 10 for $N_{\Delta u}$, as reported by Robertson and Cabal (2015) and Santoyo *et al.* (1989).

$$s_u = \frac{q_T - \sigma_v}{N_{kl}} \quad \text{or} \quad s_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (1)$$

In large and/or high-risk projects, it is important to have reliable correlations by knowing the undrained strength values measured directly by field and laboratory tests. If good-quality undisturbed sampling is problematic, such as in very soft or very young soils like tailings deposits, the undrained shear strength in three conditions can be determined more efficiently by performing VST tests: maximum (s_{peak}), residual (s_{res}) and remolded (s_{rem}) shear strength.

In 1973, Bjerrum (1973) suggested applying a correction factor (μ) to the undrained resistance determined by the field vane test to account for the speed of load application. The speed of load application depends on the plasticity index of the soil, as shown in equation (2):

$$s_u = \mu \, s_{VST} \quad (2)$$

It is worth noting that determining the value of μ can be challenging due to the diverse nature of soft soils. As Kayabali and Tufenkci (2010) suggest, estimating s_u is appropriate when the soil's natural water content is near its plastic limit, but not when it is close to the liquid limit. This is particularly relevant for the very soft clays of CDMX.

Several authors have studied the factors that influence the determination of shear strength using the field vane test (s_{VST}). Larsson (1980), Jamiolkowski *et al.* (1985), Watson *et al.* (2000) and Hirabayashi *et al.* (2017) have identified the main factors: the overconsolidation ratio (OCR), the overconsolidation pressure (p'_l), the plasticity index (IP), rate vane rotation ($\dot{\theta}$), anisotropy of soil, progressive failure, reduction of shear strength due to disturbance, change of pore water caused by insertion of vane, and gain of shear strength during waiting time following the insertion.

In 1974, Bjerrum (1974) demonstrated that the strength of soft clay depends on the rate at which the clay is brought to failure. Subsequent research has confirmed this finding (e.g. Peuchen and Mayne, 2007; Wilson *et al.*, 2016). Current codes, such as ASTM D2573 (2008), recognize this aspect and require that the rates of vane rotation fall within the range of 0.05 to 0.2°/s. However, it has been observed that in some soil deposits, a higher rotation rate than 0.2°/s is required for undrained behavior to occur and determine short-term shear resistance. This rate cannot be too high, as viscous phenomena may occur, increasing undrained resistance (Quinn and Brown, 2011; Wilson *et al.*, 2016).

The aim of this study is to examine the influence of various factors on the outcomes of vane field tests, specifically the undrained resistance (peak and residual), sensitivity, remolded resistance, and the correction factor proposed by Bjerrum, μ . The analysis considers the rate of load application (time taken to reach soil failure), driving process (induced disturbance), and depth (level of geostatic stresses). An exploration and laboratory campaign were conducted in various sites in Mexico City, which are characterized by the presence of very soft soils with high water content. Furthermore, geotechnical surveys were carried out in tailings deposits located in the North of Mexico.

Equipment and procedure

The VST tests were conducted following the ASTM D2573 (2008) guidelines, utilizing an instrumented vane and hydraulic equipment mounted on a truck (Figure 1). The vane geometry varied depending on the soil's shear strength. Initially, the vane was driven with protection up to 50 cm before the test point. Subsequently, the protection was removed to drive the vane into the soil until reaching the test depth (conventional driving). At one of the sites studied in CDMX, the vane was driven using a drill rig. Subsequently, the vane was driven into the soil to the test depth using the drill driving method. In order to assess the impact of the vane driving process on different outcomes, such as stress relaxation, vane insertion, and an increase in confining pressure, a hole was drilled up to 50 cm prior to reaching the test depth.

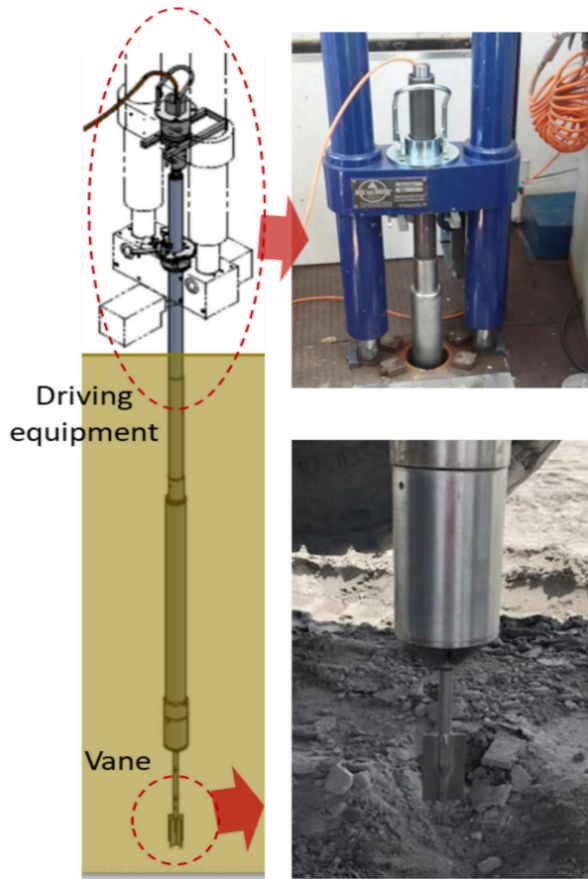


Figure 1: Shear vane testing equipment

Findings

The study presents results on the variation of peak, residual, and remolded shear strengths concerning rotation rate, depth, and driving process. Additionally, the study examines the soil sensitivity S_r , the correction factor of the resistance obtained with vane tests μ , and the time of soil failure.

Mexico City's soft clay deposits

Undrained triaxial tests, VST, and CPTu tests were conducted at four sites in CDMX, where clayey deposits are normally consolidated soils with varying water contents ranging from 150% to 500%. The peak, residual, and remolded strengths were evaluated for rotation rates ranging from 0.1 to 0.2°/s. At one site, the rotation rate was extended up to 4°/s.

Peak, residual, and remolded resistances

Figure 2 shows the variation of induced shear stress in the soil at the Texcoco site in CDMX with respect to rotation

angle ($0 \leq \theta \leq 180^\circ$), rotation rate ($\dot{\theta} = 0.1$ and $0.2^\circ/\text{s}$), and depth ($1.5 \text{ m} \leq z \leq 26 \text{ m}$) during conventional driving (with a protected vane). It is observed that:

- Both, shear stress and strength, increase with depth.
- The shear stress increases as the angle of rotation increases until it reaches its maximum value, also known as peak strength (s_{peak}), at approximately $\theta = 10^\circ$, and then decreases to its residual value, also known as residual strength (s_{res}).
- The shapes of the s_{VST} vs θ curves obtained for the two rotational rates, $\dot{\theta} = 0.1$ and $0.2^\circ/\text{s}$, are similar. However, for depths $z \leq 20 \text{ m}$ ($\sigma'_v \sim 50 \text{ kPa}$), the induced shear stress is higher for the highest rotation rate used, $\dot{\theta} = 0.2^\circ/\text{s}$. For greater depths $z > 20 \text{ m}$, this trend is reversed.

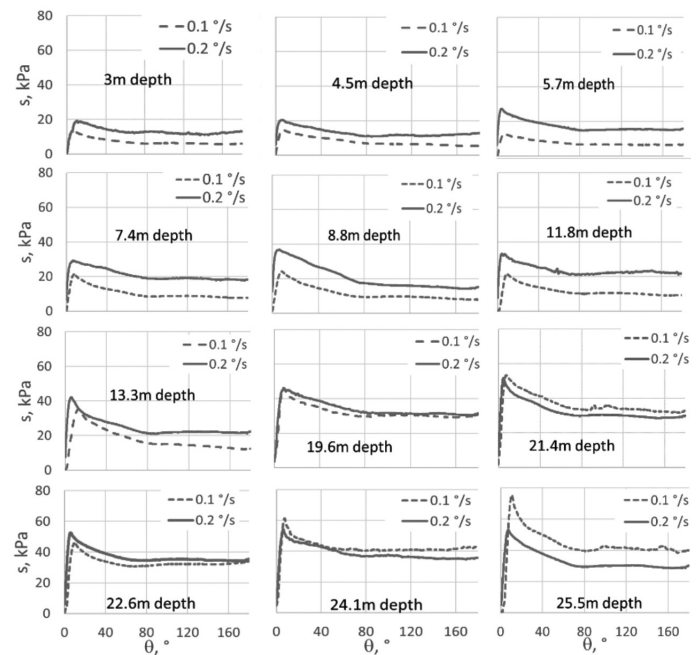


Figure 2: Variation of the vane resistance s_{VST} with rotation angle θ , rotation rate $\dot{\theta}$ and depth, at the Texcoco site.

Figures 3(a) and 3(b) show similar results for the Soho site, with additional values for vane rotation rates ($\dot{\theta} = 0.1, 0.2, 0.5, 1$ and $4^\circ/\text{s}$) following the conventional driving process. Shear stress and strength increase with depth, with peak strength observed at $\theta = 10^\circ$. At a depth of 20 m, a change in the trend of the curves s_{VST} vs θ for different rotation rates is also observed. Similarly, upon comparing the peak and residual strengths with the strength determined through the UU laboratory triaxial test (unconsolidated and undrained),

it is evident that the latter is almost identical to the residual strength, $s_{u_TX-UU} \sim s_{res}$. This suggests soil disturbance during soil sampling.

Figures 3(c) and 3(d) present the results for the Soho site but using the drill rig driving process. The s_{VST} vs θ curves indicate that soil disturbance is induced during the driving process, resulting in poor quality results. Therefore, the drill driving process is inadequate for clayey deposits in Mexico City.

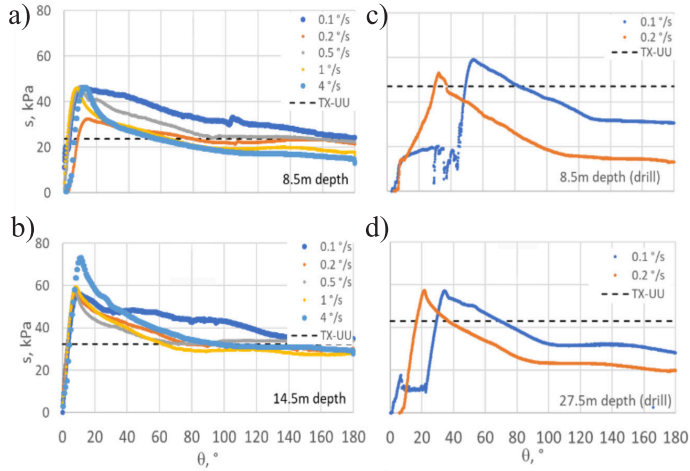


Figure 3: Variation of shear stress s_{VST} with the angle of rotation θ , rotational rate $\dot{\theta}$, and depth for the Soho site using both driving processes, a) and b) conventional and c) and d) drill rig

As shown in Figure 4, the summary results indicate the strengths of s_{peak} , s_{res} , and s_{rem} in relation to rotation rate, depth, and type of driving, and compare them with the undrained strength obtained from the triaxial test (s_{u_TX-UU}).

It has been found that the peak resistance increases with depth and rotational rate. However, for the 8.5 m depth curve, a minimum value is presented at a rotational speed of $\dot{\theta} = 0.2^\circ/\text{s}$, after which the peak resistance increases and remains constant for $\dot{\theta} > 0.5^\circ/\text{s}$. However, it has been observed that the peak resistance exceeds the undrained shear resistance determined in the TX-UU test. The residual strength increases with depth, but rotational speed has no effect on it, and its value is similar to the strength determined in TX-UU test. Variations in the remolded resistance are observed at rotation speeds lower than $\dot{\theta} < 0.5^\circ/\text{s}$, after which its value remains almost constant.

Figure 4 also illustrates that the resistance value decreases at the minimum of the curve $\dot{\theta}$ vs s_{peak} , which occurs within

the range of $0.2^\circ/\text{s} < \dot{\theta} < 0.5^\circ/\text{s}$, which corresponds to the undrained state of the soil. This interval exceeds the rate specified in the standards (0.05 and $0.2^\circ/\text{s}$). Therefore, for the Soho soft clays, the recommended vane rotation rate is $0.2^\circ/\text{s} \leq \dot{\theta} \leq 2^\circ/\text{s}$. It is important to note that a higher rotation rate could cause viscous phenomena, which would increase undrained resistance (Quinn and Brown, 2011). Additionally, these rotation rates result in shorter test times.

Figure 5 illustrates the relationship between peak, residual, and remolded resistances and vane rotational speed and depth test at the Antiguo Frontón, Barrio Letrán, and Texcoco sites. Overall, increasing the rotation speed from $0.1^\circ/\text{s}$ to $0.2^\circ/\text{s}$ results in a decrease in resistances. However, in some cases, such as the Texcoco site and when

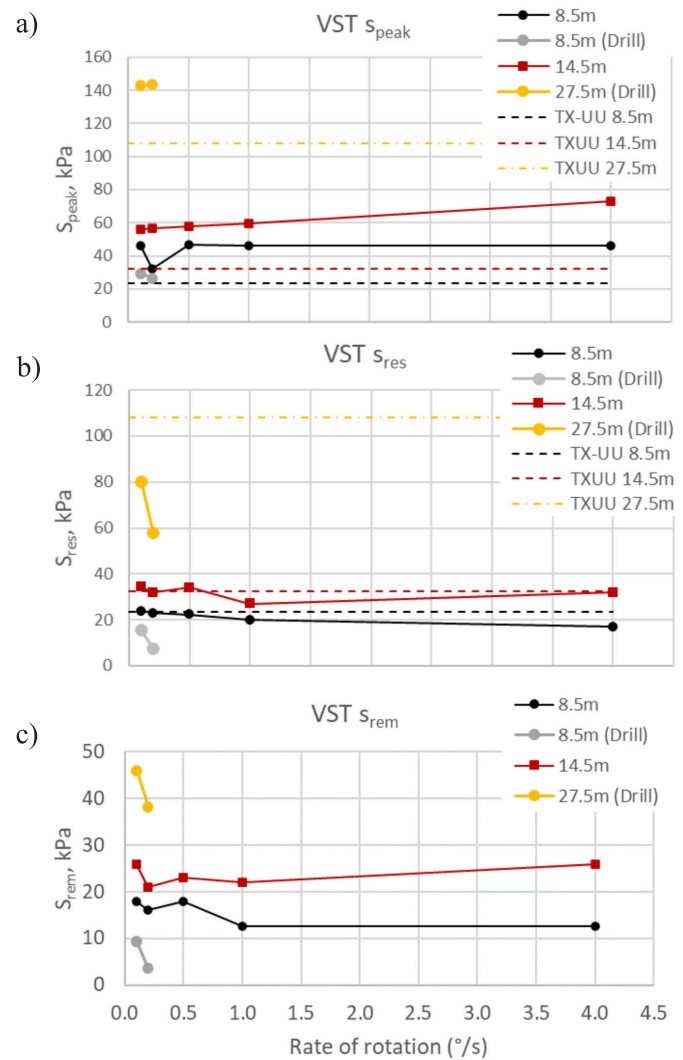


Figure 4: Variation of a) peak, b) residual and c) remolded resistances with respect to vane rotational speed and depth for the Soho site.

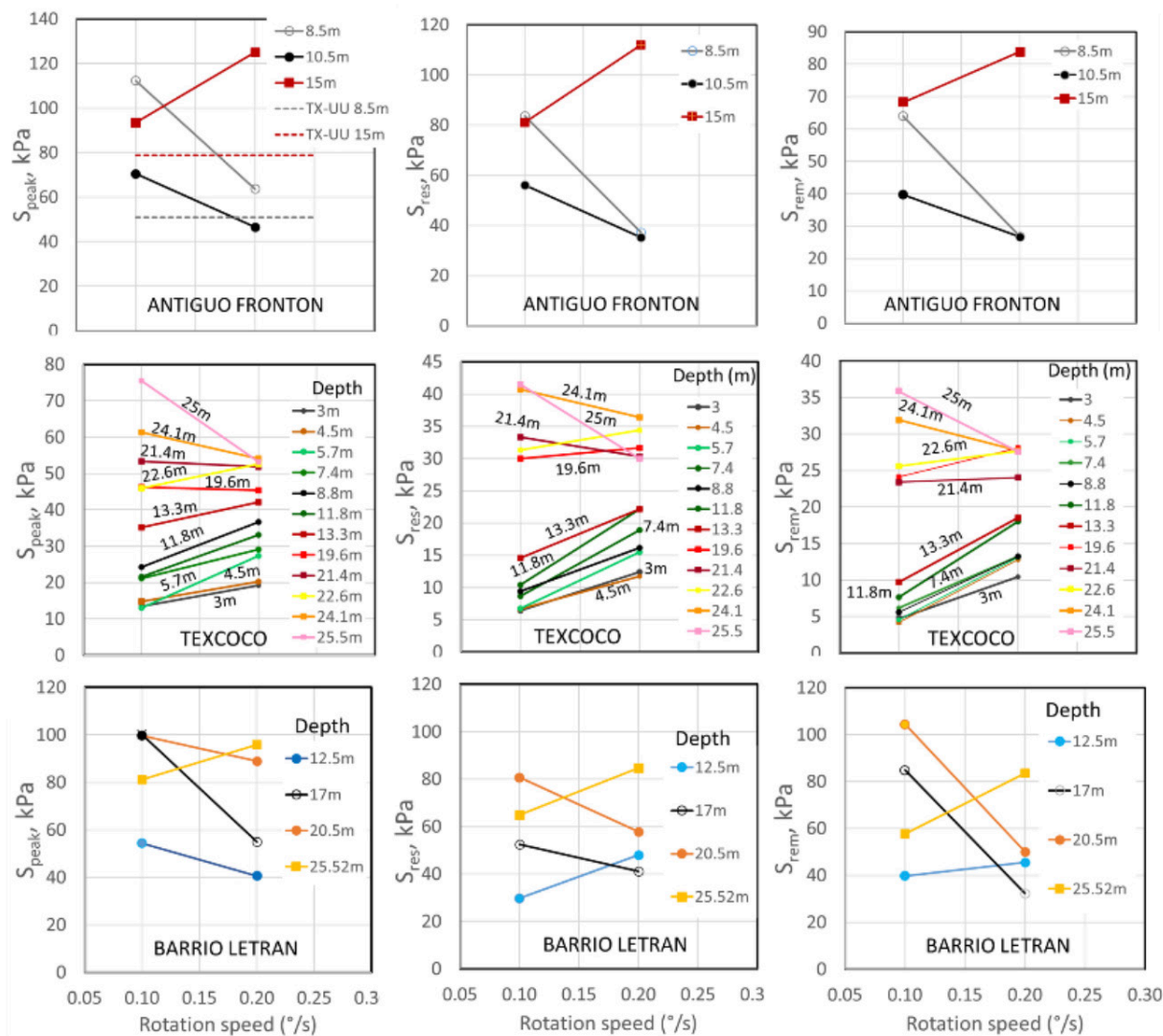


Figure 5: Variation of peak, residual, and remolded resistances in relation to vane rotation speed and depth for the following sites: Antiguo Frontón, Texcoco, and Barrio Letrán.

the depth test exceeds 20 m, the resistances may increase slightly. In these cases, there is no clear minimum in the peak resistance *versus* vane speed curve. This is probably due to the lack of data obtained at speeds greater than 0.2°/s, as was the case for the Soho site. In general, as the resistance increases with speed rotation, a minimum value could be identified at speeds greater than 0.2°/s.

Sensitivity

Figure 6 illustrates the sensitivity variation (S) concerning rotation, depth, and rate of rotation for the Texcoco site. The following observations can be made:

- Sensitivity increases as the angle of rotation increases, reaching its maximum value at approximately $\theta = 10^\circ$, after which it decreases asymptotically.

- The maximum sensitivity value ranges from 2 to 8 for a rotational speed of 0.1°/s, and from 2 to 4 for speeds of 0.2°/s. Therefore, the lower the rotational speed, the higher the sensitivity value.
- Between depths $0 \leq z \leq 20$ m, sensitivity values for rotational velocities of 0.1°/s are higher than those for the 0.2°/s. At greater depths, sensitivity values tend to be consistent regardless of rotational velocity.

Figure 7 illustrates how sensitivity varies with rotation speed and depth for Texcoco and Antiguo Frontón cases. The results show that sensitivity decreases as rotation speed increases, as mentioned above, with a smaller decrease at greater depths. Considering the undrained condition for

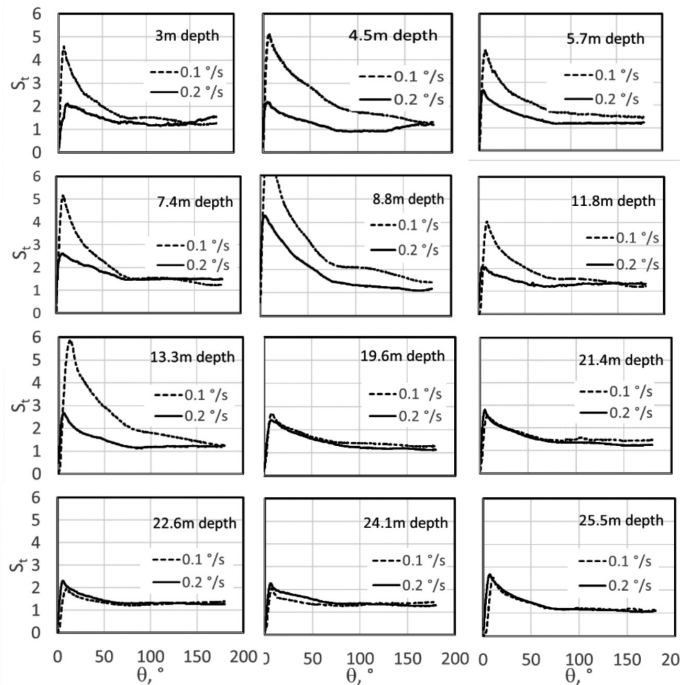


Figure 6: Variation of sensitivity S_t with respect to rotation angle θ , depth and driving speed, for Texcoco site.

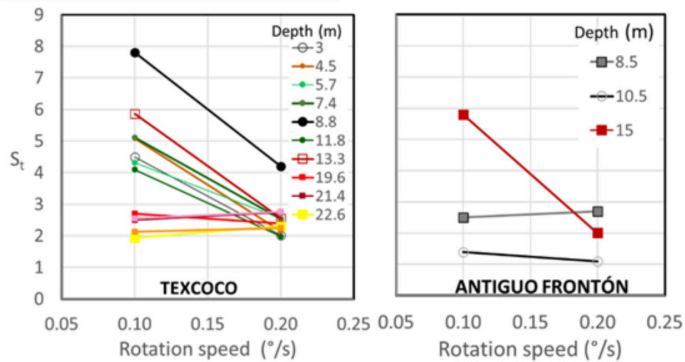


Figure 7: Variation of sensitivity S_t with rotation speed and depth at the Texcoco and Antiguo Frontón sites.

these two cases as having values above 0.2 and below 0.5, the sensitivity value would tend towards values near 2.

Failure time

Figure 8 illustrates the variation of soil shear strength in relation to the time of load application until soil failure for each of the cases studied. The values for times greater than 250 s correspond to the triaxial UU test. It is generally observed that resistance is higher for faster tests, such as the vane test, where the time to failure is shorter.

The general trend of the curve indicates that Bjerrum's proposed correction factor is appropriate for considering the speed of load application.

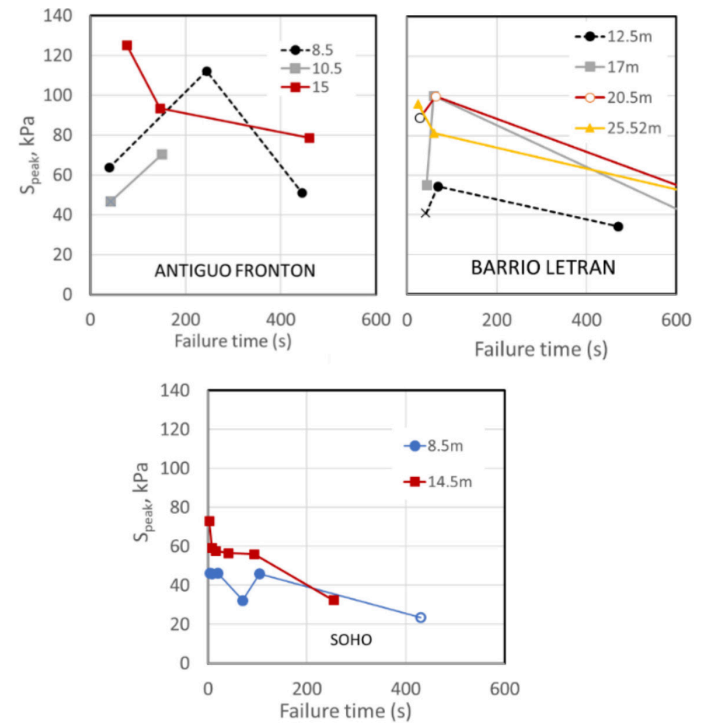


Figure 8: Variation of the shear strength peak s_{peak} in relation to the time required to reach failure and depth, for the Antiguo Frontón, Barrio Letrán and Soho sites.

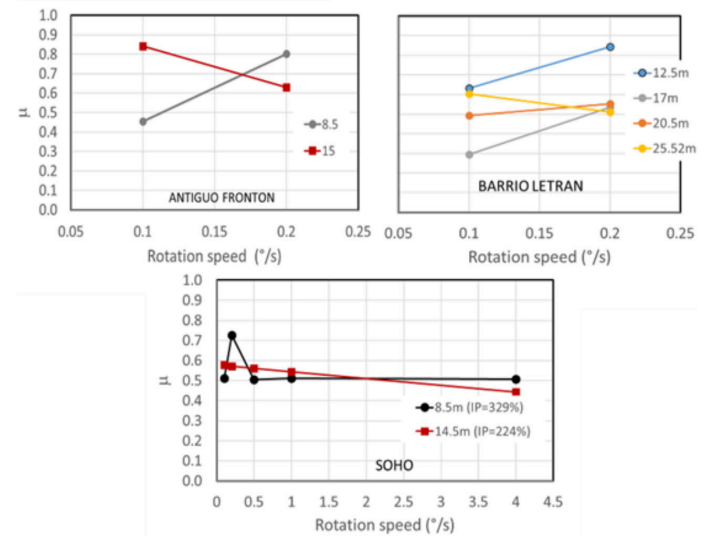


Figure 9: Correction factor μ with rotation speed and depth for the Antiguo Frontón, Barrio Letrán, and Soho sites.

Correction factor μ

This factor is calculated by comparing the peak resistance to the undrained shear resistance value obtained from triaxial tests of the UU type, expressed as $\mu = s_{u\text{TX-UU}}/s_{\text{peak}}$. Figure 9 displays the values obtained for the cases studied, and no clear trend is observed regarding rotational speed. In some cases, the value decreases as the speed increases, while in others, the opposite occurs. However, the average value of $\mu = 0.55$ is obtained.

Tailings deposits

Vane tests were performed at different rotational speeds (0.2 to 2°/s) in a tailings deposit containing partially saturated deposits and intercalation between fine and granular soils (Figure 10). The layers of fine soils were tested.

Figure 11 illustrates how the peak, residual, and remolded resistances vary with rotational speed. As with previous cases, resistances increase with depth. The s_{VST} vs $\dot{\theta}$ curves show a minimum value at $\dot{\theta} = 1^\circ/\text{s}$, indicating that this rotational speed is recommended for tailings deposits. Regarding sensitivity, there are varying magnitudes between 1 and 6. Generally, as the vane's speed increases, sensitivity decreases, as previously observed in the clayey deposits of Mexico City.

Conclusions

To enhance the reliability of correlations used to determine undrained soil resistance through the piezocone test CPTu, this article presents experimental results on the variation of shear resistance with respect to the rotation rate of the VST. The study was conducted on clayed deposits in four sites of Mexico City and a tailings deposit in northern Mexico, where obtaining undisturbed soil samples is difficult.

For the study of clay deposits, four sites were examined in Mexico City to determine the peak, residual, and remolded shear strength using VST. The rotation speed varied from 0.1 to 2°/s and in one case up to 4°/s. In general, the results show that the curve $\dot{\theta}$ vs s_{peak} has a minimum value in the range of 0.2 to 0.5°/s, which is associated with the value of the undrained resistance of the soil without viscous phenomena. Therefore, for the clayey deposits of Mexico City, it is recommended to use this range of values to ensure that the correlations used in the piezocone are reliable. A

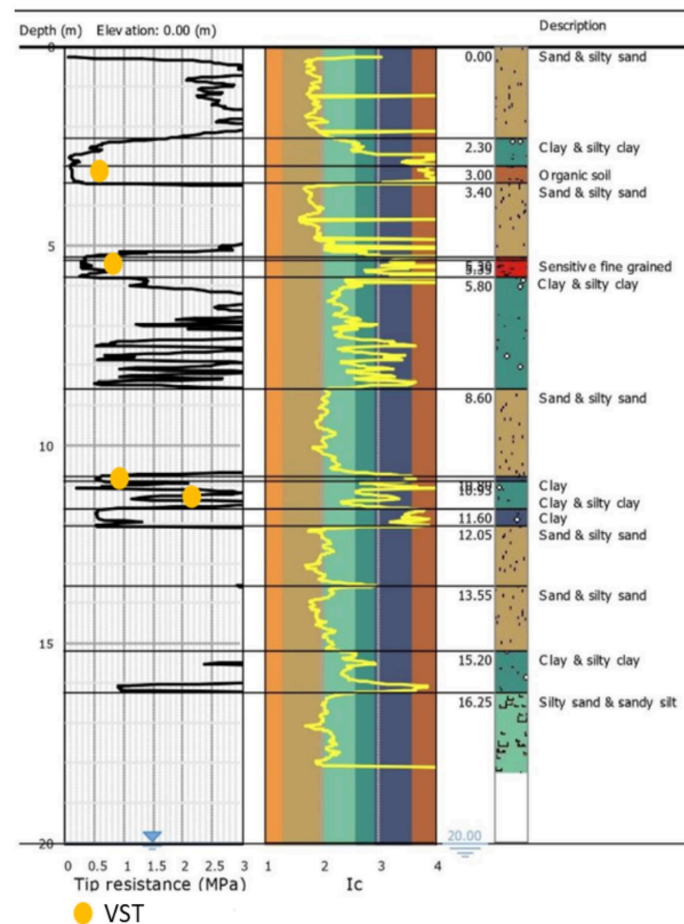


Figure 10: Stratigraphy of the tailings deposit where vane tests were conducted at various depths and rotational speeds on layers of fine soil.

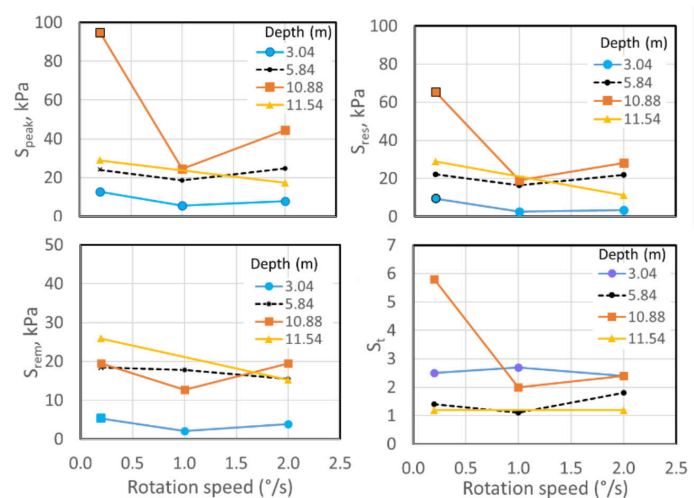
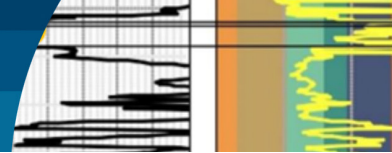


Figure 11: Variation of peak, residual, and remolded resistances (s_{peak} , s_{res} and s_{rem}) and sensitivity S_t concerning depth and rotation speed for the tailing deposit.



minimum value is also observed for the residual strength, but the changes are small. Two driving processes were studied: conventional and drill driving processes. It was observed that for clayey deposits in Mexico City, the drill driving process produces significant alterations in the test area, making it unsuitable. As for sensitivity, increasing the rotation speed results in a decrease in sensitivity, with a smaller decrease at greater depths. In the speed range where the undrained state of the soil occurs, and for the cases studied, the sensitivity tends to a value of 2.

In general, resistance is higher for faster tests such as the vane test, where time to failure is shorter. The curve's general trend suggests that Bjerrum's proposed correction factor is appropriate for accounting for load application speed relative to test speed. However, the value of the correction parameter μ does not show any trend as the rotation speed changes. The average value of $\mu = 0.55$ is obtained for the clayey deposits of Mexico City.

Similar results to those found in Mexico City were observed in the studied tailings deposits. Experiments were conducted using rotation speeds ranging from 0.2 to 2°/s, and it was observed that as the rotation speed increased, the peak resistance reached a minimum value at 1°/s rotation. The sensitivity varied between 1 and 6, and in general, as the vane speed increased, the sensitivity decreased.

Discussions

According to the standards ASTM D2573 (2008) and Eurocode 7 (2000), the vane rotation speed should be between 0.05 and 0.2°/s to determine the undrained strength of soils. However, for certain soils, such as those studied in this work, the undrained shear strength occurs at higher rates. Therefore, the usual correction factor, μ , used to determine the value of undrained strength through the VST test would be inadequate. Therefore, to obtain accurate correction factor values from the VST test, a research campaign with this specific purpose is necessary.

References

ASTM D2573 (2008). Standard test method for field vane shear test in cohesive soil. ASTM International, West Coshohocken PA, USA

Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). *8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, USSR, vol. 3, 111-159

Bjerrum, L. (1974). Problems of soil mechanics and construction on soft clay. Norwegian Geotechnical Institute, Publication 110, Oslo, Norway

Eurocode 7 (2000). Geotechnical design. Part 3: Design assisted by field testing. Section 8: Field vane test FVT. European Committee for Standardization CEN, Brussels, Belgium

Hirabayashi, H., Tanaka, M. and Tomita, R. (2017). Effect of rotation rate on field vane shear strength. *27th International Ocean and Polar Engineering Conference*, San Francisco, California, USA

Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. and Lancellotta, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*. San Francisco CA, USA, Balkema, Rotterdam, Netherlands, vol. 1, 57-153

Kayabali, K. and Tufenkci, O.O. (2010). Shear strength of remolded soils at consistency limits. *Canadian Geotechnical Journal* 47(3), 259-266

Larsson, R. (1980). Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clay. *Canadian Geotechnical Journal* 17(4), 591-602

Peuchen, J. and Mayne, P.W. (2007). Rate effects in vane shear testing. *6th International Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference: Confronting New Challenges and Sharing Knowledge*, SUT, London, UK, 259-266

Quinn, T.A.C. and Brown, M.J. (2011). Effect of strain rate on isotropically consolidated kaolin over a wide range of strain rates in the triaxial apparatus. *International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Seoul, South Korea

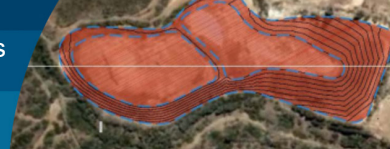
Robertson, P.K. and Cabal, K. (2015). Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering. 6th ed., Gregg Drilling & Testing, Inc., Signal Hill, USA

Santoyo, E., Lin Xue, R. and Ovando, E. (1989). El cono en la exploración geotécnica. TGC Geotecnia, México



Watson, P.G., Suemasa, N. and Randolph M.F. (2000). Evaluating undrained shear strength using the vane shear apparatus. *10th International Offshore and Polar Engineering Conference ISOPE*. The International Society of Offshore and Polar Engineers, Seattle, USA, 485-493

Wilson, L.J., Kouretzis, G.P., Pineda, J.A. and Kelly, R.B. (2016). On the determination of the undrained shear strength from vane shear testing in soft clays. *Geotechnical and Geophysical Site Characterizations 5*, Lehane, Acosta-Martínez and Kelly (eds.), Australian Geomechanics Society, Sydney, Australia, 455-460



Post-failure modelling of Las Palmas tailings dam using the Material Point Method

Modelación del post-colapso del tranque de relaves Las Palmas usando el Método del Punto Material

Fecha de entrega: 10 de marzo 2025

Fecha de aceptación: 10 de abril 2025

Luis Lemus¹, Bryan Harris^{1,2}, Andrea Bravo¹ and Jaime Rodríguez¹

¹ Universidad de La Serena, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles, La Serena, Chile, llemus@userena.cl

(Orcid: 0000-0003-3847-7819), bharris@alumnosul.cl, abravo@alumnosul.cl, jrodrigu@userena.cl

² GHD Chile

In recent years, post-failure analysis has gained prominence in the geotechnical and mining industries for risk assessment and mitigation. Estimating runout from tailings dam failures is now a regulatory requirement for the design, operation, and closure of tailings storage facilities (TSFs). The key challenge lies in modelling large deformations while accounting for continuum soil mechanics. The Material Point Method (MPM), a continuum mechanics approach, shows promise due to its efficiency in modelling large deformations. It is particularly valuable for studying the entire instability process, including static stability, failure initiation, post-failure behaviour, and subsequent runout. This study applies MPM to a real case: the collapse of the Las Palmas tailings dam, triggered by the 2010 Maule earthquake in Chile (Mw 8.8). The dam is located approximately 30 km northwest of Talca, in Chile's Maule region. The computational model considers a two-dimensional plane-strain condition with fully saturated porous media and a coupled hydro-mechanical formulation. The results include velocity, deformation, displacement, and final deposition patterns. Notably, the computed runout distance aligns well with post-collapse field observations, validating the method's capability to replicate real cases. This research enhances our understanding of failure mechanisms and contributes to improved risk management in the mining industry.

Keywords: tailings dam failure, material point method, large deformation modelling

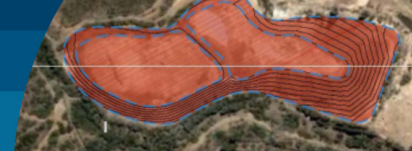
En los últimos años, el análisis post-colapso ha cobrado relevancia en la industria geotécnica y minera para la evaluación y mitigación de riesgos. La estimación del runout por fallas en presas de relaves se ha convertido en un requisito regulatorio para el diseño, operación y cierre de instalaciones de almacenamiento de relaves (TSF). El desafío clave radica en modelar grandes deformaciones considerando la mecánica de suelos del continuo. El Método del Punto Material (MPM), un enfoque de mecánica del continuo, muestra potencial debido a su eficiencia en el modelado de grandes deformaciones. Es particularmente valioso para estudiar todo el proceso de inestabilidad, incluyendo la estabilidad estática, el inicio de la falla, el comportamiento post-falla y el runout posterior. Este estudio aplica el MPM a un caso real: el colapso de la presa de relaves Las Palmas, desencadenado por el terremoto del Maule de 2010 en Chile (Mw 8.8). La presa está ubicada aproximadamente a 30 km al noroeste de Talca, en la Región del Maule, Chile. El modelo computacional considera una condición bidimensional de deformación plana con un medio poroso completamente saturado y una formulación hidromecánica acoplada. Los resultados incluyen patrones de velocidad, deformación, desplazamiento y deposición final. Cabe destacar que la distancia de runout calculada coincide con las observaciones in situ posteriores al colapso, lo que valida la capacidad del método para replicar casos reales. Esta investigación mejora nuestra comprensión de los mecanismos de falla y contribuye a una mejor gestión de riesgos en la industria minera.

Palabras clave: falla de presas de relaves, método de punto material, modelado de grandes deformaciones

Introduction

Tailings deposits are essential geotechnical structures in the mining industry. Despite high design standards, total or partial collapses still occur, primarily due to extreme natural events, operational management failures, and

design deficiencies. In fact, tailings deposits have long been recognized as high-risk structures in terms of mechanical instability (Blight, 1997). A review of the main causes of tailings deposit failures worldwide indicates that they originate from large earthquakes, infiltration, overflow, and



foundation soil instability (ICOLD, 2001; Davies, 2002; Rico *et al.*, 2008a; Azam and Li, 2010; Ishihara *et al.*, 2015; Villavicencio *et al.*, 2014). In Chile, the most significant failures are primarily caused by liquefaction (Dobry and Álvarez, 1967; Castro and Troncoso, 1989; GEER, 2010; Verdugo *et al.*, 2012; Kossoff *et al.*, 2014; Verdugo and González, 2015; Villavicencio *et al.*, 2014). This is attributed to various factors, such as Chile's highly seismic environment, upstream construction methodologies, and inadequate operational control. In general, liquefaction occurs when a large-magnitude, long-duration earthquake coincides with the presence of a water table or extensive saturated zones, and when the soil exhibits undrained behaviour under dynamic or static loads. In this context, high water content in a tailings deposit represents a critical and high-risk condition (Van Zyl, 2014).

Following the collapse of a tailings deposit, material flows downstream with great destructive power. Therefore, it is necessary to predict the flood zone, velocities, and flow path to develop mitigation measures and delineate safety zones. In this context, the concept of “dam-break analysis” has been adopted in various countries to predict the runoff distance and inundation area of tailings after collapse. To quantify and manage this risk, it is essential to model both the rupture process and flow dynamics. This analysis is inherently complex because it requires integrating, within a single calculation, the transformation of solid material into a liquid or semi-liquid state, as occurs in liquefaction. Consequently, many computational models simplify the problem by treating tailings as a liquid material, which, in some cases, behaves as a viscous fluid.

To provide a practical solution for post-collapse analysis of these structures or similar landslides, several calculation methods have been developed. These include simplified numerical models (Jeyapalan *et al.*, 1981, 1983; Hung, 1995) and empirical formulations based on historical failure data (Lucia *et al.*, 1981; Rico *et al.*, 2008b; Concha and Lall, 2018; Picciullo *et al.*, 2022). In recent decades, significant progress has been made in post-collapse analysis, leading to the development of computational models capable of predicting tailings flow kinematics. These models have been applied to various historical failure cases (Zabala and Alonso, 2011; Lumbroso *et al.*, 2021; Ghahramani *et al.*, 2022; Elkhamra *et al.*, 2023; Macedo *et al.*, 2024).

In Chile, catastrophic liquefaction-induced flow failures include the collapse of the El Cobre tailings dam in 1965, triggered by the La Ligua earthquake, and the collapse of the Las Palmas dam during the 2010 Maule earthquake. The latter case has been extensively studied (Bray and Frost, 2010; Gebarth, 2016; Moss *et al.*, 2019; Hernández, 2021; Quilodrán, 2021), demonstrating both numerically and experimentally that seismic-induced liquefaction was the mechanism responsible for the failure. In this context, this study contributes to understanding post-collapse behavior by considering flow failure. Through computational modeling, it proposes the use of the Material Point Method (MPM) to analyze the problem as one of large deformations.

The material point method

Numerous computational techniques have been developed to address large deformation issues in geotechnical engineering, with a particular focus on simulating failure initiation, its progression, and the subsequent runoff. Among these methods, the Material Point Method (MPM) stands out as a promising approach, demonstrating successful applications in various hydro-mechanical coupled scenarios (Zabala and Alonso, 2011; Yerro *et al.*, 2013; Pinyol *et al.*, 2017; Lemus *et al.*, 2024). Originating from Sulsky *et al.* (1994, 1995), MPM is considered a hybrid method that integrates aspects of mesh-free techniques with traditional finite element method (FEM).

In MPM, the continuum is discretized into a collection of material points, each representing a subdomain and containing all relevant parameters, scalars, and vector fields. Additionally, a fixed background computational mesh is employed during calculations to solve the momentum equations across the entire problem domain over successive time steps. Utilizing standard interpolation functions from FEM, information is transferred and properties are updated between grid nodes and their corresponding material points at each incremental time step. This Eulerian-Lagrangian representation of the domain eliminates the need for mesh generation and regeneration, a common requirement in classical FEM approaches. For further details on the computational algorithm, readers are referred to Fern *et al.* (2019) and Soga *et al.* (2016) regarding geotechnical engineering applications. In this study, the governing



equations used correspond to those formulated for fully saturated media, which are presented below.

A fully coupled saturated formulation in MPM is adopted here, and the 2-phase-1-point MPM approach to the dynamic behaviour of saturated porous media is considered within the framework of the generalized Biot formulation (Zienkiewicz and Shiomi, 1984). The $v_s - v_L$ formulation (solid and liquid velocities) for saturated media in MPM was established by Jassim *et al.* (2013). The governing momentum balance equation for the liquid phase (per unit volume of liquid) is expressed as follows:

$$\rho_L a_L = \nabla p_L - \frac{n\mu_L}{k_L}(v_L - v_s) + \rho_L b \quad (1)$$

where a_L is the acceleration of the liquid phase, v_L and v_s are the total velocities of the liquid and solid phases, respectively, b is the body force vector, p_L is the liquid pressure, ρ_L is the density of the liquid phase, μ_L is the dynamic viscosity of the liquid, k_L is the intrinsic permeability of the liquid, and n is the porosity. This equation illustrates the so-called generalised Darcy's law.

The momentum balance of the mixture (per unit volume of the mixture) can be written as:

$$(1 - n)\rho_s a_s + n\rho_L a_L = \nabla \cdot \sigma + \rho_m b \quad (2)$$

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

where a_s is the acceleration of the solid particles, σ is the Cauchy total stress tensor of the mixture, ρ_s is the density of the solid particles, ρ_n is the density of the mixture. The mass of the porous media must be separately conserved for each constituent in all calculations. In the case of the solid phase, the solid particles are considered incompressible ($\partial\rho_s/\partial t \approx 0$), therefore the conservation of mass of the solid phase becomes the following expression, which describes the material derivative of the porosity.

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

The mass balance equation for the liquid phase can be written analogously to equation (4) as

$$\frac{dp_L}{dt} = \frac{K_f}{n}[\nabla \cdot v_L + (1 - n)\nabla \cdot v_s] \quad (5)$$

where K_f is the liquid bulk modulus, equivalent to the reciprocal of the liquid compressibility ($K_f = -1/\beta_m$).

Post-failure modelling of Las Palmas tailing dam

The Las Palmas tailings dam is part of a former abandoned gold mining operation (Villavicencio *et al.*, 2014), located near the city of Talca in the Penciahue commune in the Maule Region, Chile (see Figure 1). After the earthquake that occurred in Chile on February 27, 2010, partial collapse of the Las Palmas mine tailings occurred, obstructing the local drainage network, and altering the local morphology due to the tailings flooding (Pizarro *et al.*, 2010; Verdugo *et al.*, 2010). Due to the seismic event, liquefaction occurred in its material, where this failure took two directions, one towards the East, with an approximate displacement of 165 m from the edge of the reservoir, and another towards the South, with an approximate displacement of 350 m from the edge of the reservoir (Figure 2). The liquefiable flow had an approximate thickness of 1.5 to 4.0 m in some places (Gebhart, 2016; Bray and Frost, 2010). The collapse was triggered by the interplate earthquake on February 27, 2010, with a magnitude of M_w 8.8 and a depth of 35 km off the coast of the Maule Region, ranking as the sixth largest earthquake recorded worldwide since 1900.



Figure 1: Location of the Las Palmas Tailings Dam. Source: Modified from Google Earth, 2023

A liquefaction failure was observed at the base level of the retaining dam, apparently due to saturation of the few lower meters (0.5 to 1 m) caused by undetected groundwater. This

saturation zone apparently was not detected at the time of the closure of the deposit (Villavicencio *et al.*, 2014).



Figure 2: Las Palmas tailings dam after the collapse generated by the 27 February 2010 earthquake (Villavicencio *et al.*, 2014)

Geometric and construction stages configuration

The tailings dam was built on a terrain with a slope descending towards the South and East. Above, it had a maximum upper slope of 4:1 (horizontal and vertical) and a maximum lower slope of 15:1, horizontal and vertical (Gebhart, 2016). In Figure 3 is showed the construction sequence of the dam, which consisted of 4 individual stages developed over a period of 17 years, between 1981 and 1998 (Moss *et al.*, 2019; Gebhart, 2016). The sequence began with the construction of stage one, which consisted of a retaining wall and placement of hydraulic fill tailings (finely crushed solid). Following this, as shown in Figure 3, stage two was positioned upstream at the same height as the initial wall. Subsequently, on these two completed stages, and using the downstream method, stage three was constructed. Finally, in stage four, walls and tailings were positioned on the material contained in stage three. For the case of retaining walls or embankments, the sandy and granular fraction of the tailing's material was used to generate greater resistance capacity.

To generate the surface of soil foundation, a two-dimensional model is created prior to the failure, along with Google Earth satellite images supplemented with a raster model of the area, to obtain the corresponding contour lines of the terrain using QGIS software as showed in the Figures 4 and 5.

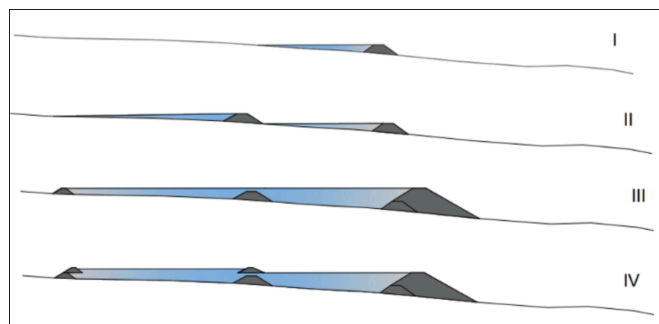


Figure 3: Construction stages of Las Palmas Tailing dam (Pizarro *et al.*, 2010)

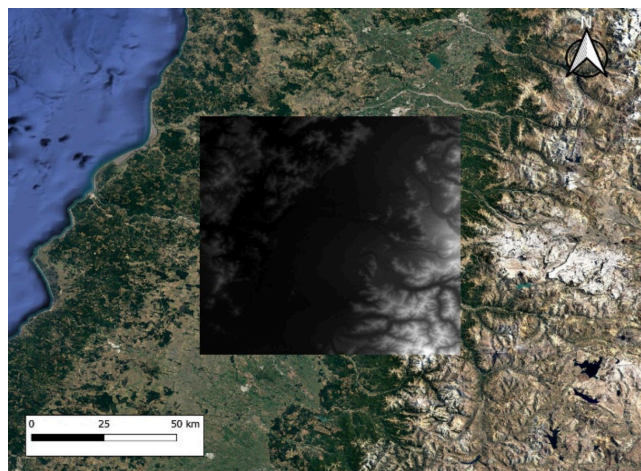


Figure 4: Raster and contour lines of the Las Palmas tailings sector.



Figure 5: Contour lines generated in QGIS.

With the above information, the slopes where the collapsed material moved were traced, complementing with the geometry of the tailings dam prior to the failure obtained from Hernández (2021). Subsequently, the geometric digital model shown in Figure 7 was developed using



AutoCAD Civil 3D software corresponding to the section indicated in Figure 6.



Figure 6. Top view and profile line prior to the failure (Gebhart, 2016)

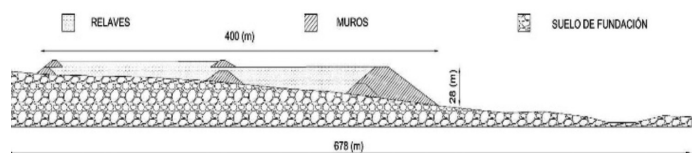


Figure 7: Cross-sectional profile of the two-dimensional geometric model of the Las Palmas tailings dam prior to the failure.

Geotechnical characterization and adopted parameters

According to the drilling records, triaxial tests, geotechnical characterization, and the post-collapse reconnaissance work of the deposit (Bray and Frost, 2010; Gebhart, 2016), it was determined that the computational model considered three types of materials: tailings, walls, and foundation soil. The tailings from the dam are composed of a sandy silt material with a low percentage of silty sand susceptible to liquefaction. The constitutive model used for the tailings corresponds to the classical Mohr Coulomb model for both liquefied and non-liquefied material.

Non-Liquefied Tailings: For modelling the non-liquefied tailings material, a drained condition was considered (cohesion of 0 kPa), where, due to the frictional resistance of the silts, “peak” and residual parameters of this material were obtained. The residual parameters were chosen to determine the internal friction angle corresponding to 21° , as it best represented the mobilized soil resistance within the flow failure. The Young’s modulus was calculated considering the number of blows from the drillings obtained from the data provided by Gebhart (2016), resulting in different modulus values from which

an average value of 1341 kPa was calculated to represent the material. As for Poisson’s ratio, a value of 0.325 was adopted from specialized literature considering various soil classifications.

Liquefied Tailings: The liquefied tailings material has a residual post-liquefaction strength of 8.28 kPa obtained from the conclusions of Gebhart (2016). It has a friction angle of 0° due to the deficiency in its load-bearing capacity if the material liquefied entirely due to the seismic event. For the Young’s modulus, Poisson’s ratio, and other parameters, the same values as the non-liquefied tailings were retained.

Sand walls: The material used to construct the walls or containment dikes is classified as silty sand (SM) with a low percentage of silt. In the models created, it was configured using the classical Mohr Coulomb constitutive model.

Non-Liquefied walls: Regarding the parameters of this material, a friction angle of 26° and a cohesion of 38.3 kPa were assigned, obtained from triaxial tests under consolidated undrained conditions. The Young’s modulus of 5724 kPa, similar to the tailings, was obtained from the number of blows/foot of the SPT test conducted in situ. Poisson’s ratio of 0.3 was defined based on existing tables in specialized literature associated with various soil classifications.

Liquefied sand walls: the parameters of Young’s modulus (E) and Poisson’s ratio (ν) remain unchanged. As for cohesion, a low value is assigned because it is assumed that the collapsed material had no resistance due to the seismic event, with a value of 3 kPa.

Soil foundation: for the analyzed case study it was considered as a competent material with high strength that had minimal relevance in the collapse of the deposit. Regardless of this assessment, the material was configured with a linear elastic model with a very high modulus of elasticity to represent it as an impenetrable material. Based on the review of background information, it was confirmed that no failure occurred in the foundation soil, validating the assumption that this material has high strength.

According to this, a resume of adopted parameters is shown in Table 2.

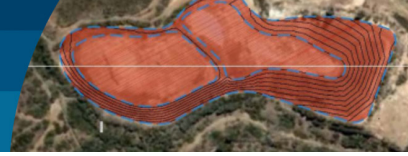


Table 2: Summary of parameters adopted for the model in MPM.

Parameter	Non-liquefied sand walls	Liquefied sand walls	Non-liquefied tailings	Liquefied tailings	Soil foundation
n	0.65	0.65	0.65	0.65	0.25
ρ_s , kg/m ³	2730	2730	2730	2730	2700
ρ_l , kg/m ³	1000	1000	1000	1000	1000
k_L , m ²	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-5}
K_f , kPa	2.2×10^{-4}	2.2×10^{-4}	2.2×10^{-4}	2.2×10^{-4}	2.2×10^{-4}
μ , kPa·s	1.0×10^6	1.0×10^6	1.0×10^6	1.0×10^6	1.0×10^6
ν	0.3	0.3	0.325	0.325	0.2
E , kPa	5724	5724	1341	1341	200000
c , kPa	38.3	5	0	8.28	-
ϕ , °	26	3	21	0	-

ρ_s : solid density; ρ_l : liquid density; n : porosity; k_L : Intrinsic permeability; K_f : bulk modulus of water; μ : dynamic viscosity; E : Young modulus; ν : Poisson's ratio; c : cohesion; ϕ : friction angle

Model configurations and computational meshing

Two calculation phases are considered: a static phase is performed by the application of gravity loading and a dynamic phase corresponds to the collapse. In the Anura3D code, calculation data were established to evaluate the number of time steps (iterations) to be calculated. Each calculation step represents a fraction of time, which in this case was determined to be equivalent to 0.1 s per step. Considering a total of 600 time-steps, therefore the real simulation time is 60 s.

The two-dimensional model mesh encompasses the entire computational domain, even where there is initially no material (blue mesh), as depicted in Figure 8. The objective is to fully cover the spatial domain where it is assumed that material will exist when the soil mass moves. In all models created, the mesh consists of triangular linear elements, as shown in Figure 8. For the analyzed deposit, the dimension of the foundation soil elements was set to 5.0 m as it is not relevant in the modelling (unnecessary and time-consuming calculations), while for the tailings, walls, and areas where material could mobilize, it was set to 1.5 m. Additionally, an unstructured mesh of 1.0 m was applied to the interface line between the collapsed tailings and the foundation soil, achieving mesh refinements in the areas of interest (where the material will mobilize) to attain a refined calculation network and avoid interference from overly coarse mesh in the flow of collapsed material. This model consists of 13674 nodes and 26690 triangular elements, each of which is composed of three material

points equivalent to a total of 80070 particles.

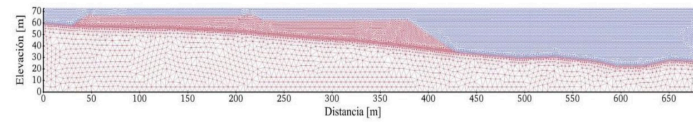


Figure 8: Computational mesh of the model

The MPM is implemented in Anura3D opensource code (Anura Research Community 2022) in Fortran language. To the simulations in a virtual machine with high calculation performance. The characteristic of the CPU used is detailed in Table 3.

Table 3: CPU characteristics of virtual machine used

CPU details	
Operating System	Windows 10 Pro, v. 22H2, 64 bits, processor x64
Processor	Intel® Xeon® Gold 52218 CPU @ 2.30GHz
N° cores	12 Cores de CPU
Storage	500 Gb
Memory (RAM)	64 Gb

Results

A static calculation phase is presented, corresponding to the initialization of stress state by quasi-static gravitational loads, defined in two calculation steps. The result at the end of this phase is shown in Figure 9.

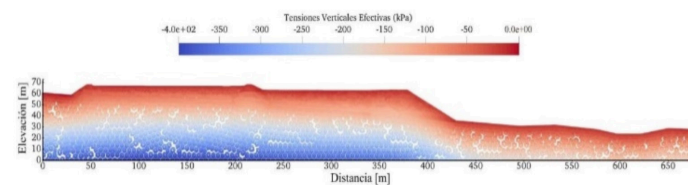


Figure 9: Vertical geostatic stress due to initial conditions setting.

The dynamic stage of the model corresponds to the displacement of the materials composing the tailings dam, where one of the objectives of this study is the analysis of the post-collapse scenario. A total of 600 calculation steps, corresponding to 60 s after the static phase, were considered, as this is an appropriate time range for complete collapse to occur and for the runout distance to be obtained.



Here the liquefied parameters were used for both the tailings and the downstream walls of the dam. Given the magnitude of a seismic event, it is assumed that the tailings, being very fine and barely compacted materials, liquefy entirely. In the case of the walls, liquefaction was considered as there are records confirming their collapse. Regarding the central walls and those located upstream, they remained in non-liquefied conditions as observed in situ, maintaining their initial position, thus preserving the quasi-static parameters. Figure 10 illustrates the material conditions at the start of the dynamic phase of the model.

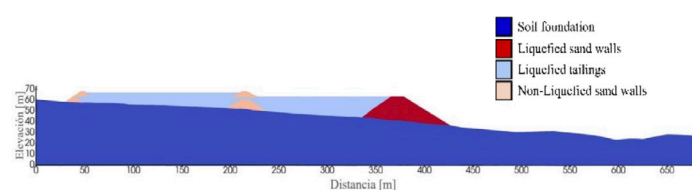


Figure 10: Material configuration of the model.

During the dynamic phase, of the initial 60 s of time considered, it only took 49 s for the material to come to a stop, allowing the run-out distance to be visualized. Within this time interval, the material traveled 160 m from the toe of the downstream wall slope (see Figures 11 and 12).

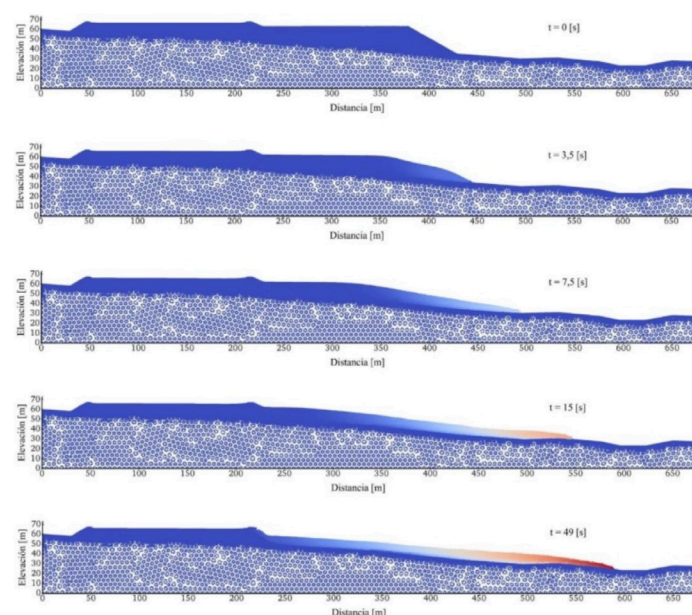


Figure 11: Evolution of position of tailing dam flow failure.

According to the information gathered, the collapsed material reached an approximate distance of 165 m. When comparing this result with the computational model, there

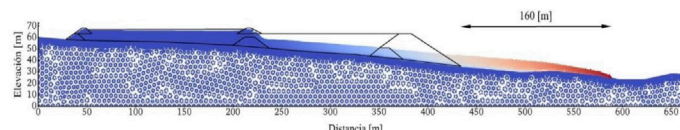


Figure 12: Final deposition of collapsed tailings and initial geometric setup.

is agreement in terms of runout distance reached. The difference could be attributed to the fact that, since the focus of dam modelling was on post-collapse behaviour, seismic analysis was not considered. It was assumed that both the tailings and the downstream walls liquefied. Additionally, due to the lack of exact knowledge of some material parameters, common values for a certain soil classification had to be used, and assumptions were made for values for which there were no data.

Additionally, it is observed that during the collapse, the downstream walls (coarse material), as depicted in Figure 13, began to open a path along the slope of land surface. However, during the movement, particles were left behind along the path, causing the tailings (fine material) to spread over the liquefied material of the walls but not to surpass it. Additionally, it is evident that the tailings upstream did not flow due to the non-liquefied parameters of the central walls. Nevertheless, it is observed that the wall in stage IV (central), despite its properties, exhibited deformations in its structure.

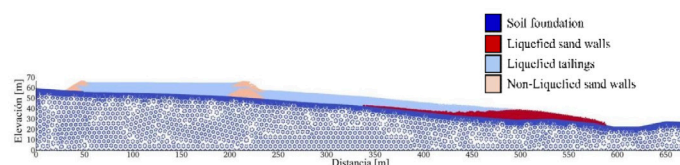


Figure 13: Final disposal of constituent materials after the collapse.

The volumetric deformations during the geostatic phase are shown in Figure 14(a), where small deformation values can be observed, as the materials in this condition still possess a level of non-liquefied material resistance. However, already in the early moments of the dynamic phase, shear bands are evidenced at the interfaces and into the principal sand wall (see Figure 14(b)). Following this, the deformation began to progress backwards, where the shear bands gradually increased due to the liquefied tailings until it completely lost its resistance, causing it to descend as a whole or in block form. At the same time, it is observed

how the bands ascended along the slope of the lower central wall until reaching the point of generating deformations and subsequent rupture of the upper wall, as shown in Figure 14(c), that agree with the real case (see Figure 15).

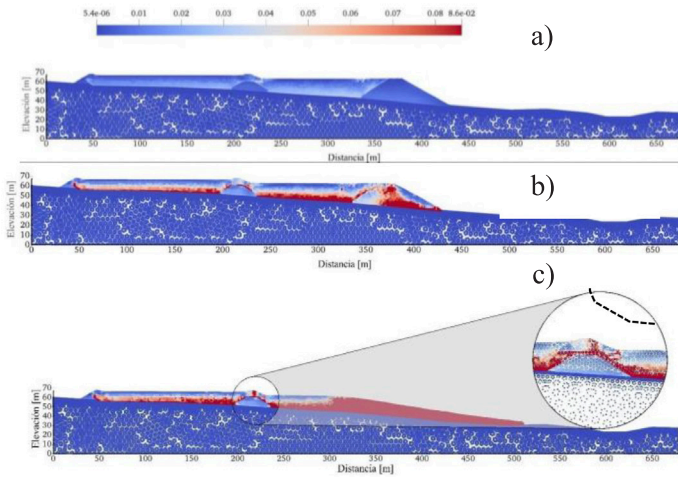


Figure 14: Volumetric deformation and shear bands at the failure initiation.

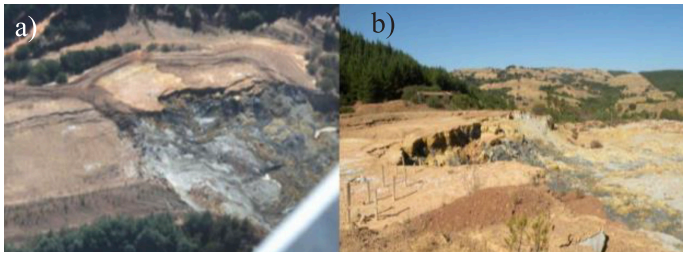


Figure 15: State of the central walls post-collapse (Gebhart, 2016; Bray and Frost, 2010. a) Aerial view of the walls and the material and b) edge of mobilized flow failure.

The description of the tailings flow kinematics is conducted through the tracking of control points located in different areas of the deposit. These control points are indicated in Figure 16, where it can be observed that there are differences in the velocities reached, both in terms of magnitude and timing of occurrence. Maximum velocities can be observed at different time instants. Regarding the advance front of the tailings, an average of maximum values is 14 m/s (~ 50 km/h) reached at about 7 s, highlighting the destructive power of tailing flow that was developed (see Figure 16).

Finally, the displacements of three control points are analyzed, which are indicated in Figure 17, along with their respective evolution over time. The maximum displacement reached is around 180 m in the “Point 3” located at the slope of the dam (see Figures 17 and 18). Regarding the displacement of “Point 1” (tailings material), it is inferred

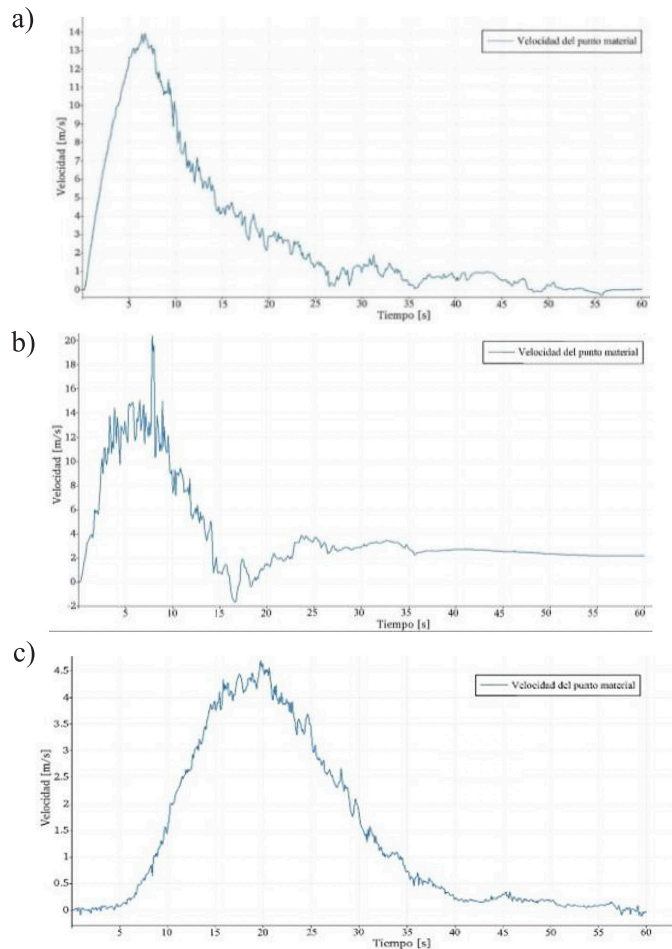
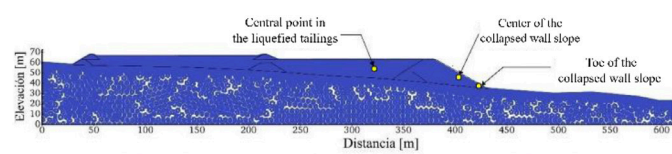
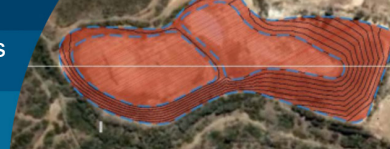


Figure 16: Velocities at different points versus calculation time. a) Central point in liquefied tailings, b) center of the collapsed sand wall, and c) toe of the collapsed sand wall.

that at approximately 7 s, the material begins to slide, where it is observed that at 33 s, a maximum displacement of 70.2 m is generated. After this, the particles begin to stabilize.

As for “Point 2” and “Point 3,” corresponding to the collapsed wall, a significant difference can be appreciated between their values due to their positions. “Point 3” shows a pronounced curve because in the first 10 s, the material moved approximately 100 m, reaching the maximum collapse displacement (179.8 m) at 49 s. The reason for this is that being on the downstream slope of the collapsed wall leads to greater movement from the beginning of the failure without resistance from a material holding it back. On the other hand, “Point 2” only traveled 2.88 m, starting



its movement at approximately 13 s and stopping at 35 s. This is because it is located at the back of the base of the wall, causing the tailings material to pass over this point, reducing its displacement.

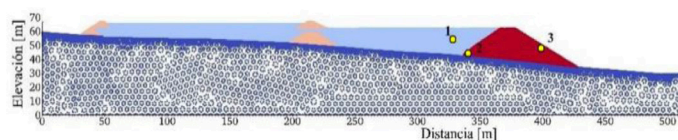


Figure 17: Points selected for displacements analysis.

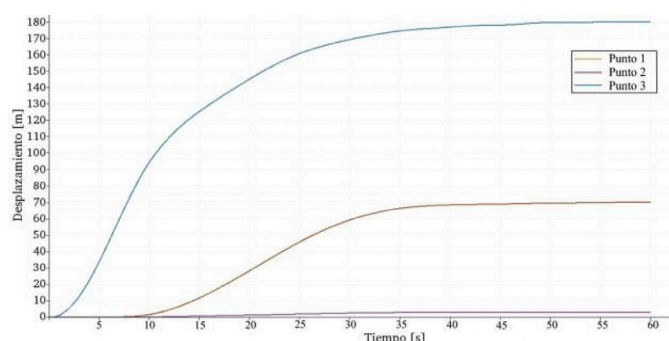


Figure 18: Displacements over time for three points.

Conclusions

This study enhances the applicability of the Material Point Method (MPM) for understanding the behaviour of tailings deposits after failure, leveraging its unique capabilities for modelling large soil deformations. The results obtained for travel distance are validated against field data collected after the deposit collapse. In this regard, an estimated runout distance of approximately 160 m from the toe of the sand wall slope aligns well with observed data. However, at another location, into the tailing dam, the maximum calculated displacement reaches approximately 180 m.

Regarding the failure evolution in terms of deformations and shear band formation, the collapse morphology— influenced by the assumption of liquefied material parameters during the dynamic phase— was successfully replicated. Additionally, the model's velocity estimates are particularly noteworthy, as they contribute to validating the destructive potential of the tailings flow. Nevertheless, there remains room for improvement in describing the failure process, which could be achieved by incorporating advanced constitutive models that explicitly account for liquefaction under seismic loading.

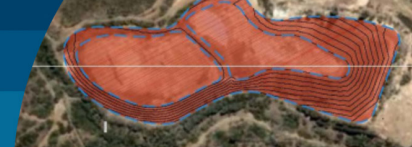
Future research should focus on further improving the proposed model. This could involve integrating a more advanced constitutive model to enhance the accuracy of tailings behaviour predictions and seismic liquefaction-induced failures. Additionally, with appropriate computational implementation, a finer mesh could be employed to minimize interference from an overly coarse discretization in the flow of collapsed material. Increasing the number of material points per triangular element could also help mitigate numerical instabilities. Finally, incorporating seismic loading conditions and dynamic parameters, as well as developing a three-dimensional computational model, would enhance the model's reliability and improve its predictive capabilities for future failures.

Acknowledgements

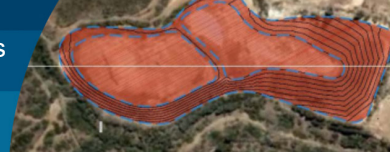
The authors would like to thank the Department of Civil Engineering at the University of La Serena for their support in this work. Luis Lemus acknowledges the National Agency for Research and Development (ANID) of the Government of Chile for the doctoral scholarship abroad (CONICYT-PCHA/Doctorado Internacional/2017-72180231) and to the financial support of FIULS 2030 through the project “FIULS 2030”, code 18ENI2-104235, from the program “New Engineering for 2030 in Regions - Implementation Stage.

References

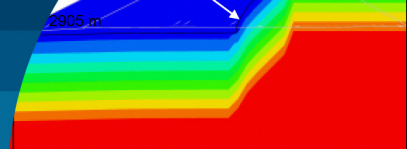
- Anura3D (2022). MPM Research Community. https://github.com/Anura3D/Anura3D_OpenSource
- Azam, S. and Li, Q. (2010). Tailings dam failures: a review of the last one hundred years. *Geotechnical News/Waste Geotechnics*, 50-53
- Blight, G. (1997). Destructive mudflows as a consequence of tailings dyke failures. *Proceedings of the ICE – Geotechnical Engineering* **125**(1), 9–18
- Bray, J.D. and Frost, J.D. (eds.) (2010). *Geo-engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake*. Geo-engineering Extreme Events Reconnaissance GEER Association, Report No. GEER-022, USA
- Castro, G. and Troncoso, J. (1989). Effects of 1985 Chilean earthquake on three tailing dams. *Fifth Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering*, Santiago, Chile



- Concha, P. and Lall, U. (2018). Tailings dams failures: Updated statistical model for discharge volume and runoff. *Environments* **5**(2), 28
- Davies, M.P. (2002). Tailings impoundment failures: are geotechnical engineers listening?. *Geotechnical News/Waste Geotechnics*, 31–36
- Dobry, R. and Alvarez, L. (1967). Seismic failures of Chilean tailings dams. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **93**(6), 237–260
- Elkhamra, Y., Chen, H. and Stark, T. (2023). Inverse analysis of Cadia tailings dam failure. *Geo-Congress 2023*, E. Rathje, B.M. Montoya and M.H. Wayne (eds.), ASCE and GI, Los Angeles, CA, USA, 10-19
- Fern, J., Rohe, A., Soga, K. and Alonso, E. (eds.). (2019). *The Material Point Method for Geotechnical Engineering: A Practical Guide*. CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton, USA
- GEER (2010). Dams, levees, and mine tailings dams. Turning disaster into knowledge: geo-engineering reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake. Geo-Engineering Extreme Events Reconnaissance Association GEER. J. Bray and D. Frost (eds.), 204–226
- Gebhart, T.R. (2016). *Post-liquefaction residual strength assessment of the Las Palmas, Chile tailings failure*. MSc thesis, California Polytechnic State University, San Luis Obispo, USA
- Ghahramani, N., Chen, H.J., Clohan, D., Liu, S., Llano-Serna, M., Rana, N.M., McDougall, S., Evans, S.G. and Take, W.A. (2022). A benchmarking study of four numerical runoff models for the simulation of tailings flows. *Science of the Total Environment* **827**, 154245
- Hernández, A.B. (2021). *Colapso del tranque de relaves Las Palmas durante el sismo del Maule 2010*. Tesis de magíster, P. Universidad Católica de Chile, Macul, Chile
- Hungr, O. (1995). A model for the runoff analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches. *Canadian Geotechnical Journal* **32**(4), 610–623
- 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
- Ishihara, K., Ueno, K., Yamada, S., Yasuda, S. and Yoneoka, T. (2015). Breach of a tailings dam in the 2011 earthquake in Japan. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **68**, 3–22
- Jassim, I., Stolle, D. and Vermeer, P. (2013). Two-phase dynamic analysis by material point method. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **37**(15), 2502–2522
- Jeyapalan, J.K., Duncan, J.M., Seed, H.B. (1981). Summary of research on analyses of flow failures of mine tailings impoundment. Information Circular 8857, Technology Transfer Workshop on Mine Waste Disposal Techniques, US Bureau of Mines, Denver, CO, USA, 54–61
- Jeyapalan, J.K., Duncan, J.M. and Seed, H.B. (1983). Analyses of flow failures of mine tailings dams. *Journal of Geotechnical Engineering* **109**(2), 150–171
- Kossoff, D., Dubbin, W.E., Alfredsson, M., Edwards, S.J., Macklin, M.G., Hudson-Edwards, K.A. (2014). Mine tailings dams: characteristics, failure, environmental impacts, and remediation. *Applied Geochemistry* **51**, 229–245
- Lemus, L., Rodríguez, J., Cáceres, V. y Mery, D. (2024). Modelación computacional de deslizamientos de tierra masivos inducidos por sismos usando el Método del Punto Material. *Obras y Proyectos* **35**, 31-39
- Lucia, P.C., Duncan, J.M. and Seed, H.B. (1981). Summary of research on case histories of flow failures of mine tailings impoundments. Technology Transfer Workshop on Mine Waste Disposal Techniques, US Bureau of Mines, Denver, CO, USA, 46-53
- Lumbroso, D., Davison, M., Body, R. and Petkovšek, G. (2021). Modelling the Brumadinho tailings dam failure, the subsequent loss of life and how it could have been reduced. *Natural Hazards and Earth System Science* **21**, 21–37
- Macedo, J., Yerro, A., Cornejo, R. and Pierce, I. (2024). Cadia TSF failure assessment considering triggering and posttriggering mechanisms. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **150**(4), 04024011
- Moss, R.E.S., Gebhart T.R., Frost J.D. and Ledezma C. (2019). Flow-failure case history of the Las Palmas, Chile, tailings dam. Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER report 2019/01. UC Berkeley, USA



- Piciullo, L., Storøsten, E.B., Liu, Z., Nadim, F. and Lacasse, S. (2022). A new look at the statistics of tailings dam failures. *Engineering Geology* **303**, 106657
- Pinyol, N.M., Alvarado, M., Alonso, E.E. and Zabala, F. (2017). Thermal effects in landslide mobility. *Géotechnique* **68**(6), 528-545
- Pizarro, G., Pastén, P., Bonilla, C., Tarud, F. y Acevedo, S. (2010). Evaluación preliminar de contingencia en tranque de relaves Las Palmas, Sector Pencahue, Región del Maule. DICTUC, Macul, Chile
- Quilodrán, C.A. (2021). *Distancia peligrosa tranque de relaves Las Palmas*. Tesis de magíster, P. Universidad Católica de Chile, Macul, Chile
- Rico, M., Benito G., Salgueiro A.R., Díez-Herrero A. and Pereira H.G. (2008a). Reported tailings dam failures a review of the European incidents in the worldwide context. *Journal of Hazardous Materials* **152**(2) 846–852
- Rico, M., Benito G. and Díaz-Herrero A. (2008b). Floods from tailings dam failures. *Journal of Hazardous Materials* **154**(1-3), 79–87
- Soga, K., Alonso, E., Yerro, A., Kumar, K. and Bandara, S. (2016). Trends in large-deformation analysis of landslide mass movements with particular emphasis on the material point method. *Géotechnique* **66**(3), 248–273
- Sulsky, D., Chen, Z. and Schreyer, H.L. (1994). A particle method for hystory-dependent materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **118**(1-2), 179–196
- Sulsky, D., Zhou, S.J. and Schreyer, H.L. (1995). Application of a particle-in-cell method to solid mechanics. *Computer Physics Communications* **87**(1-2), 236–252
- Van Zyl, D. (2014). Plenary Presentation: Holistic approach to mine waste management. *2nd International Seminar on Tailings Management*, Gecamin: Tailings 2014, Antofagasta, Chile
- Verdugo, R. and González, J. (2015). Liquefaction-induced ground damages during the 2010 Chile earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **79**, 280–295
- Verdugo, R., Sitar, N., Frost, J.D., Bray, J.D., Candia, G., Eldridge, T., Hashash, Y., Olson, S.M. and Urzua, A. (2012). Seismic performance of earth structures during the February 2010 Maule, Chile, earthquake: dams, levees, tailings dams, and retaining walls. *Earthquake Spectra* **28**(1), 75-96
- Verdugo, R., Villalobos, F., Yasuda, S., Konagai, K., Sugano, T., Okamura, M., Tobita, T. and Torres, A. (2010). Description and analysis of geotechnical aspects associated to the large 2010 Chile earthquake. *Obras y Proyectos* **8**, 25-36
- 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
- Yerro, A., Alonso, E. and Pinyol, N. (2013). The Material Point Method: A promising computational tool in Geotechnics. *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, France, 853–856
- Zabala, F. and Alonso, E.E. (2011). Progressive failure of Aznalcóllar dam using the material point method. *Géotechnique* **61**(9), 795–808
- Zienkiewicz, O.C. and Shiomi, T. (1984). Dynamic behaviour of saturated porous media: the generalized Biot formulation and its numerical solution. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **8**(1), 71–96



Comparative study of P2PSand and Mohr-Coulomb constitutive models using FLAC3D for the seismic modeling of a tailings dam in Chile

Estudio comparativo de los modelos constitutivos P2PSand y Mohr-Coulomb utilizando FLAC3D para el modelamiento sísmico de un depósito de relaves en Chile

Fecha de entrega: 7 de marzo 2025

Fecha de aceptación: 22 de abril 2025

Andrés Panes¹ and César Pastén²

¹ Itasca Chile SpA, Chile, andres.panes@oneitasca.com

² Universidad of Chile, Department of Civil Engineering, Chile, cpasten@uchile.cl (Orcid: 0000-0002-6683-0619)

The trend in the dynamic analysis of tailings deposits is to use advanced constitutive models in order to properly capture the cyclic behavior of the materials and thus have a better estimation of the physical stability of these structures. In this context, the main objective of this research is to compare the results of numerical simulations performed with a constitutive model used in current practice, such as the Mohr-Coulomb elasto-plastic model, and an advanced constitutive model based on the critical state theory. This model, P2PSand, has the ability to represent the contractive and dilatant behavior of soils and the essential characteristics of the cyclic behavior of sands. From the results of the numerical analysis, the following conclusions can be drawn: P2PSand is able to adequately simulate the dynamic behavior of the sand in the tailing dam subjected to a measured earthquake of medium intensity ($M_w = 5.4$). P2PSand and Mohr-Coulomb constitutive models have the capability to analyze a maximum credible earthquake of magnitude 8.0 ($M_w = 8.0$), even if the earthquake is increased by 1.5 and 2 and if an advanced constitutive model is not used, the use of an elastic-plastic model with the addition of hysteretic damping is recommended.

Keywords: tailings dam, liquefaction, P2PSand, Mohr-Coulomb, FLAC3D, seismic

La tendencia en el análisis dinámico de depósitos de relaves es utilizar modelos constitutivos avanzados con el fin de capturar adecuadamente el comportamiento cíclico de los materiales y así tener una mejor estimación de la estabilidad física de estas estructuras. En este contexto, el objetivo principal de esta investigación es comparar los resultados de simulaciones numéricas realizadas con un modelo constitutivo utilizado en la práctica actual, como es el modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb, y un modelo constitutivo avanzado basado en la teoría del estado crítico. Este modelo, P2PSand, tiene la capacidad de representar el comportamiento contractivo y dilatante de los suelos y las características esenciales del comportamiento cíclico de las arenas. A partir de los resultados del análisis numérico, se pueden extraer las siguientes conclusiones: P2PSand es capaz de simular adecuadamente el comportamiento dinámico de la arena en la presa de relaves sometida a un sismo medido de intensidad media ($M_w = 5.4$). Los modelos constitutivos P2PSand y Mohr-Coulomb permiten analizar un sismo máximo creíble de magnitud 8.0 ($M_w = 8.0$) e incluso, si el sismo se incrementa en 1.5 y 2 y si no se utiliza un modelo constitutivo avanzado, se recomienda usar un modelo elasto-plástico con amortiguamiento histerético.

Palabras clave: presa de relaves, licuefacción, P2PSand, Mohr-Coulomb, FLAC3D, sísmica

Introduction

The Chilean government enforces the physical stability of tailings storage facilities (TSF) under static and dynamic conditions through the SERNAGEOMIN (National Geology and Mining Service). Considering that Chile has a high seismicity and some of the largest tailings

dams, numerical analyses are essential to guarantee their physical stability. In this context, the current trend for numerical modeling of tailings dams seeks to improve the dynamic analyses by using advanced constitutive models that properly represent the materials' cyclic behavior. Nowadays, several constitutive models describe the

performance of granular materials, including liquefaction as a relevant factor to study in dynamic analyses. Although both UBCSand (Beaty and Byrne, 2011) and SANISand (Dafalias and Manzari, 2004) models present outstanding merits, they still exhibit some limitations, including the damping overestimation at large deformations (Cheng, 2018). However, it is the P2PSand (Practical Two-Surface Plastic Sand Model) model (Cheng, 2018; Cheng and Detournay, 2021), a model specifically designed for geotechnical earthquake engineering applications, the one that partially addresses these limitations. This model modifies the SANISand one (Dafalias and Manzari, 2004) based on the critical state theory of soils. In this regard, one of the P2PSand features is a set of parameters used to simulate responses of different relative densities and initial stress states (Cheng, 2018) and to modify all void ratio-related formulas. P2PSand captures volumetric changes, pore pressure generation, and energy dissipation appropriately. The Mohr-Coulomb (M-C) elastoplastic model can simulate tailing dams in static conditions. In contrast, the Finn/Byrne constitutive model (Byrne, 1991) can simulate materials susceptible to liquefaction in dynamic conditions to better model (in zones below groundwater level) the pore pressure generation due to the volumetric deformation of materials. This study aims to compare the results of numerical simulations for the dynamic performance of a tailing dam, considering the Mohr-Coulomb elastoplastic model and the advanced constitutive model P2PSand (Cheng and Detournay, 2021) implemented in the numerical analysis software FLAC3D (2019).

Three-dimensional numerical model construction

The finite difference software FLAC3D (2019), version 7.0, was used for this model. Figure 1 shows the FLAC3D model's isometric view and visualization section. Stability models developed for this work required incorporating hydrogeological inputs for the correct performance of dynamic analyses. The phreatic surface (PS) analyzed across the wall for 2947.5 and 2955 masl elevations is shown in Figure 2. The PS at 2947 masl is the actual 2018 condition, while the PS at 2955 masl is considered a Maximum Probable Flood (MPF) condition and represents the maximum level the PS could reach in the reservoir

basin as a consequence of the most significant precipitation event for the study area.

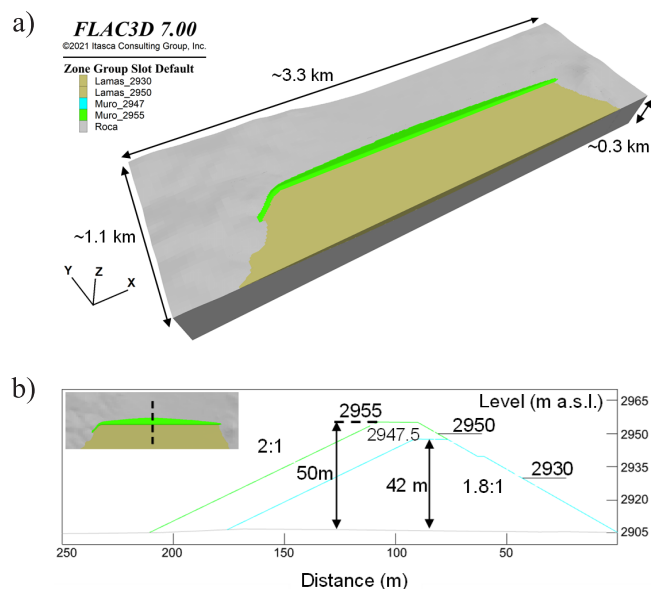


Figure 1: a) Isometric view of the FLAC3D model and b) visualization section

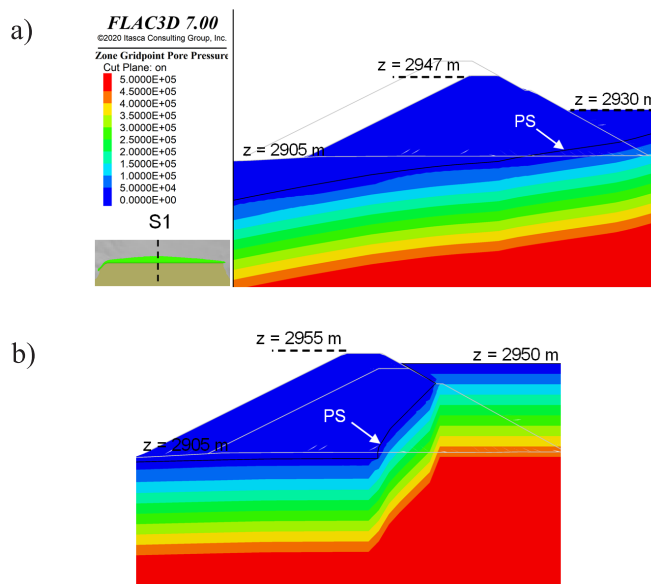
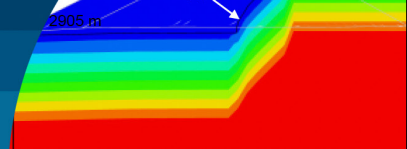


Figure 2: Pore pressure contours (limited to 0.5 MPa), 2947.5 masl and b) 2955 masl

Surface earthquakes recovery and material properties

The analyses were performed based on two seismic records. The first one corresponds to the largest earthquake recorded in 2018 at the TSF site area with a magnitude $M_w = 5.4$, and the second one is the Maximum Credible



Earthquake (MCE) proposed by a seismic hazard study. Figure 3 compares the original recorded (red) and the rock surface response (cyan) of the acceleration and pseudo-acceleration spectra. The figure shows an almost perfect agreement, implying that the model can reproduce the seismic records at the rock surface. In the same figure, the Fast Fourier Transform (FFT) and the foundation soil and transfer function (TF) of the dam, obtained as the ratio between the FFT at the dam crest and the FFT at the free field, are presented. The dam predominant frequency is approximately 3 Hz and derived from the Fourier spectra ratio smoothed by the Konno and Ohmachi (1998) method, which allows the predominant frequencies to be established. This frequency is similar to the frequency obtained from in-situ measurements using the HVR methodology.

The properties of the dam materials are summarized in Table 1. The numerical model explicitly includes the bedrock presence. The bedrock and tailings properties are shown in Table 2.

For sand material, hysteretic damping was added, as a complement to the Mohr-Coulomb constitutive model, in order to account for the degradation of the shear modulus

Table 1: Dam properties

Parameter	Unit	Value
Dry density, water content	t/m ³ , %	1.94, 12
Shear strength: c, ϕ	kPa, °	0, 37
Maximum void ratio, minimum void ratio	-	0.75, 0.40
Relative density	%	79
Young modulus	kg/cm ²	$326 + 642\log(\sigma'_3)$

Table 2: Bedrock and tailings properties

Material	Density, t/m ³	Young modulus, kg/cm ²	Poisson's ratio (-)	Undrained shear strength (-)
Bedrock	2.5	2×10^5	0.25	-
Tailings	1.8	$20 (\sigma'_3)^{0.5}$	0.49	$\frac{s_u}{\sigma'_v} = 0.07$

and the increase of the damping level. The calibration of the hysteretic damping in FLAC3D is carried out using the function implemented by default.

P2PSand constitutive model

This model supports the critical state theory (it requires the critical state friction angle, ϕ_{cs} , as an input parameter) and

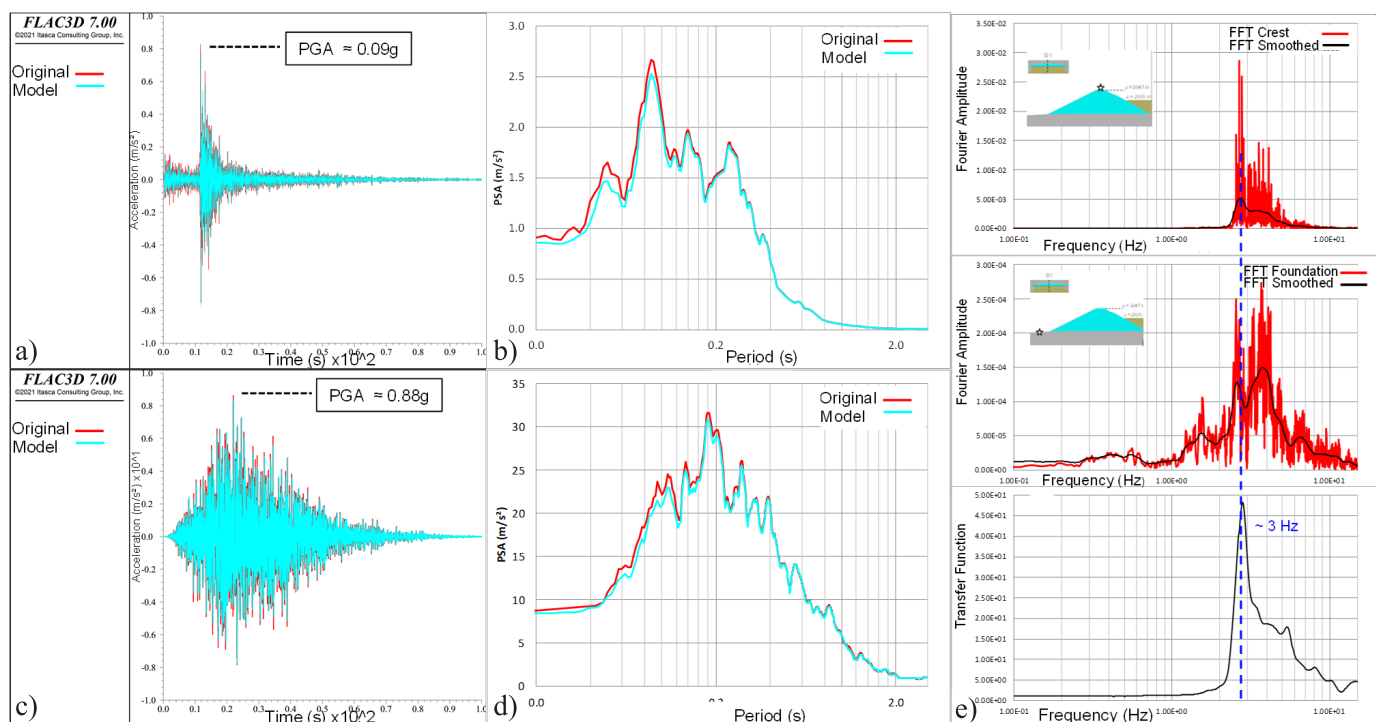


Figure 3: Earthquake $M_w = 5.3$: a) Horizontal acceleration and b) horizontal response spectrum. MCE $M_w = 8.3$: c) Horizontal acceleration and d) horizontal response spectrum. (e) Dam transfer function for earthquake $M_w = 5.3$.

uses the state parameter (distance between the initial Relative Density and the critical state line) to define whether the performance will be contractive or dilative. Therefore, P2PSand is based on the material's Relative Density (Dr) and requires the minimum and maximum void ratios as input parameters. The critical state line is given as follows (two-parameters):

$$Dr_c = \frac{R}{Q - \ln\left(\frac{100p_c}{p_{atm}}\right)} \quad (1)$$

where Q and R are Bolton's constants (1986) (material dependent and can be calibrated) with 10 and 1 default values, respectively. Alternatively, the critical state line can be defined using three-parameters as follows:

$$Dr_c = Dr_{c0} + \lambda_c \left(\frac{p_c}{p_{atm}}\right)^\xi \quad (2)$$

where Dr_c , λ_c and ξ are material parameters and ξ usually equal to 0.7 for sands. The elastic parameters are obtained as follows:

$$G = G_{ref} p_{atm} \left(\frac{p}{p_{atm}}\right)^{0.5}, \quad K = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} G \quad (3)$$

where ν is the Poisson's ratio and G_{ref} is a density-dependent material parameter. G_{ref} is assumed to be a function of the relative density, Cheng (2018) has shown that linear function as follows:

$$G_{ref} = f(D_r) = g_0(D_r + C_{Dr}) \quad (4)$$

where g_0 and C_{Dr} are material constants with default values of $g_0 = 1240$ and $C_{Dr} = 0.01$.

Calibration of the constitutive model

This research compared simulations of the dam performance, considering the P2PSand and Mohr-Coulomb (M-C) constitutive models. To calibrate the elastic law of P2PSand for the sand, and comply with both the laboratory data, and for the purpose of a practice-oriented calibration with a set of parameters unique to the sand under study, the elastic parameters calibrated in this work were g_0

$= 800$ and $C_{Dr} = 0$. With these parameters, a good fit of the elastic branch of the stress-strain curve was obtained. For the critical state calibration, a numerical calibration exercise was carried out on triaxial tests (100, 300 and 900 kPa) selected from those developed by a soil mechanics laboratory for tailings sands, aimed at reproducing laboratory results.

Figure 4 shows the calibration of the critical state considering the best fit ($Q = 9.8$ and $R = 1.6$) with respect to the laboratory tests. According to the sensitivities carried out, it was observed that the Q parameter controls the resistance peak, while the R parameter is associated with the volumetric behavior. In the same figure shows how the stress-strain curves of those models compare with the results obtained from the laboratory tests for 300 kPa confinement (selected). In the absence of an advanced constitutive model, an elastoplastic model is recommended. Note that the M-C model successfully replicates the performance of the laboratory triaxial tests for large deformations. Moreover, the simulation shows the absence of a dilatancy characteristic for the M-C model, and the K_{cyc} factor (factor-cyclic) is a parameter to calibrate the liquefaction potential of the P2PSand, which controls the cyclic material performance and allows for a cyclic mobility or liquefaction adjustment (Cheng, 2018). Data from single cyclic shear (Cyc-Dss) tests (undrained condition) at two confining pressures (50 and 300 kPa) for 0.1% and 1% strain levels were considered a reliable calibration. It looks to adjust a single cyclic factor to ensure a similar performance of the numerical specimens compared to the laboratory samples for each confinement and deformation level. Figure 4 shows the results obtained for the 300 kPa confinement and controlled deformation level of 1% when compared, showing the performance of the FLAC3D model (in cyan) and the laboratory test (blue for the first cycle and red for the last cycle) under the numerical calibration scheme at controlled deformation.

The calibration exercise to obtain the critical state values dependent on three parameters was to plot a curve of average stress as a function of the Dr for two-parameters (Q and R) already calibrated in the previous stage ($Q = 9.8$ and $R = 1.6$), and then through a process iteratively fit the same curve in the best way, based on the three-parameter dependent critical state equation, as shown in Figure 5. An

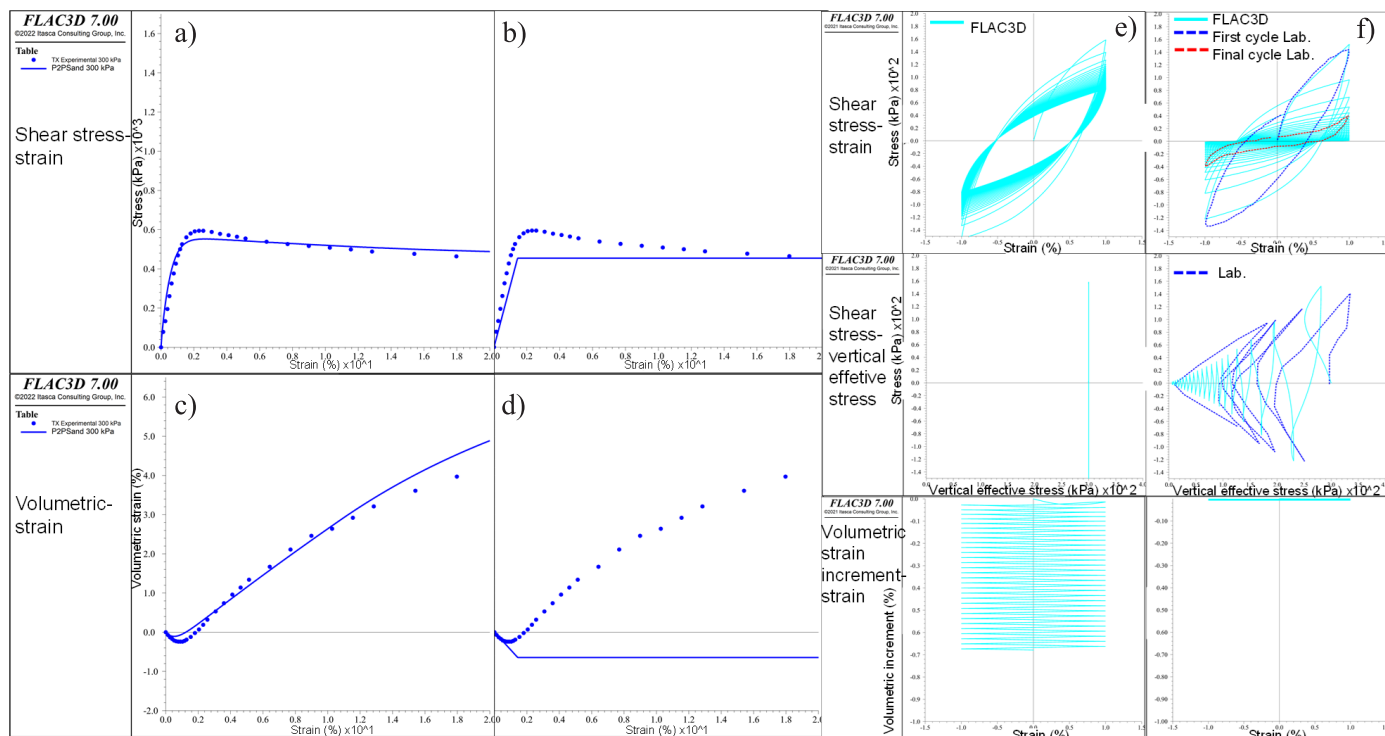
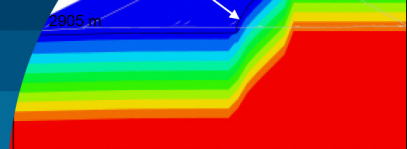


Figure 4: a) Stress-strain P2PSand, b) stress-strain M-C, c) volumetric-strain P2PSand, d) volumetric-strain M-C, e) cyclic drained DSS (300 kPa-1%) and f) cyclic undrained DSS (300 kPa, 1%)

almost perfect agreement is observed, which confirms that the model is capable of reproducing the same behavior depending on two or three parameters. The parameters used as input for the constitutive model P2PSand are shown in Table 3.

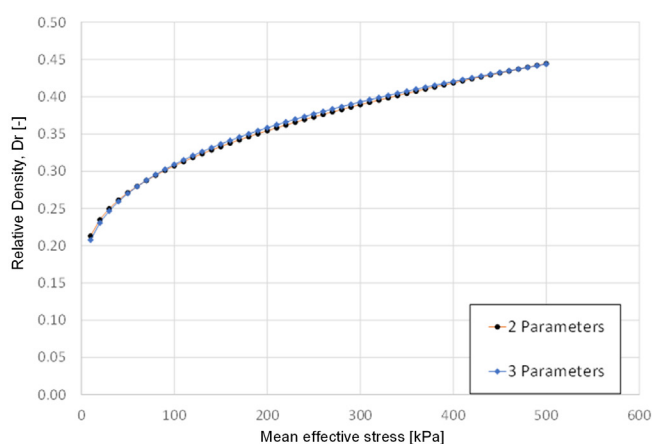


Figure 5: Calibration Critical State Sand Material – Ratio of slopes Dr (-) and p_c (kPa) for two and three parameters - P2PSand.

Table 3: Constitutive model P2PSand calibrated properties.

Parameter	Default value sands	Adopted value
K_{cyc}	$3.8-7.2Dr+3Dr^2>0.007$	0.1
k_d	$0.46-0.35Dr$	0.23
φ_{cs}	33°	37°
v	$0.1+0.015(\varphi_{cs}-25)$	0.27
e_{max}, e_{min}	1.0, 0.6	0.75, 0.40
g_0, C_{Dr}	1240, 0.01	800, 0
Q, R or $Dr_{c0}, \lambda r, \xi$	10, 1 or 10, 1, 0.07	9.8, 1.6 or 0.12, 0.19, 0.33
n^b, n^d	$0.16-\varphi_{cs}/400$, $6n^b = 0.40$	0.0675, 0.27-0.47
z_{max}	$\min(21Dr^{3.85}, 15)$	8
h_o, f, K_{LB}^d	1.7, 0.02, 0.7	1.7, 0.02, 0.7
c	$\frac{3-\sin(\varphi_{cs})}{3+\sin(\varphi_{cs})}$	0.67

Results and discussion

According to the existing evidence regarding the behavior

of the main wall during the 2018 earthquake, the observed horizontal and vertical displacements did not exceed 5 cm.

Crest elevation 2947 masl - measured earthquake of $M_w = 5.4$ - 3D model

Figure 6 depicts a plan view with the residual horizontal and vertical displacement contours that the dam experienced (elevation 2947.5 masl) after the recorded earthquake ($M_w = 5.4$) for the P2PSand (Figure 6(a)) and Mohr-Coulomb (Figure 6(b)) constitutive models. Note that, according to the existing evidence about the main dam's performance during the 2018 earthquake, the P2PSand constitutive model fits the observed level of deformations (< 5 cm). According to Figure 7, a comparison between the residual horizontal displacement contours of the two-dimensional

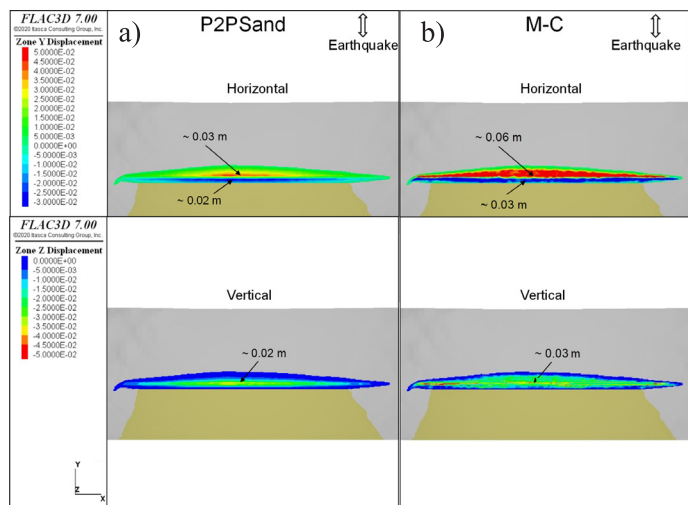


Figure 6: Plan view of horizontal (Y) and vertical (Z) displacement contours (m), a) P2PSand and b) M-C

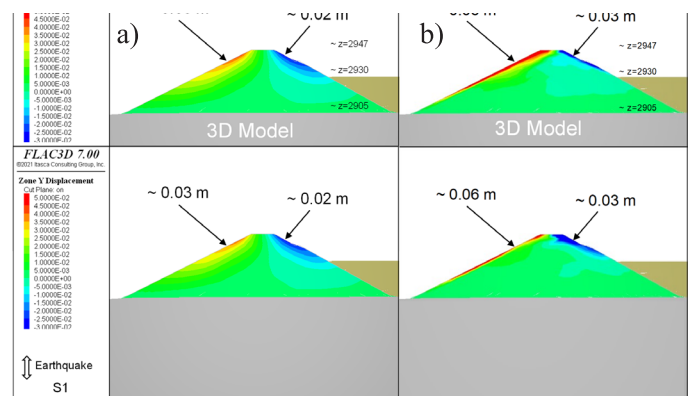


Figure 7: 3D and 2D cross section views of horizontal displacement contours (m), a) P2PSand and b) M-C

and three-dimensional models of the dam (elevation 2947.5 masl) after experiencing a seismic event ($M_w = 5.4$) for both constitutive models is presented. The results show that the performance of the two-dimensional models is comparable to that of the three-dimensional models.

Figure 8 shows volumetric and shear strains for drained and undrained condition for P2PSand model.

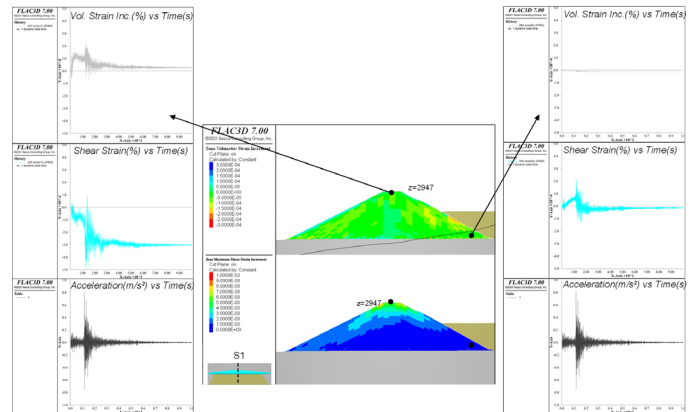


Figure 8: Section view of volumetric and shear strains for P2PSand model. a) Drained and b) undrained condition

Crest elevation 2955 masl - MCE $M_w = 8.3$ - 3D model

Figure 9 depicts a plan view with the residual horizontal and vertical displacement contours that the dam experienced (elevation 2955 masl) after the MCE ($M_w = 8.3$) for the P2PSand (Figure 9(a)) and Mohr-Coulomb (Figure 9(b)) constitutive models.

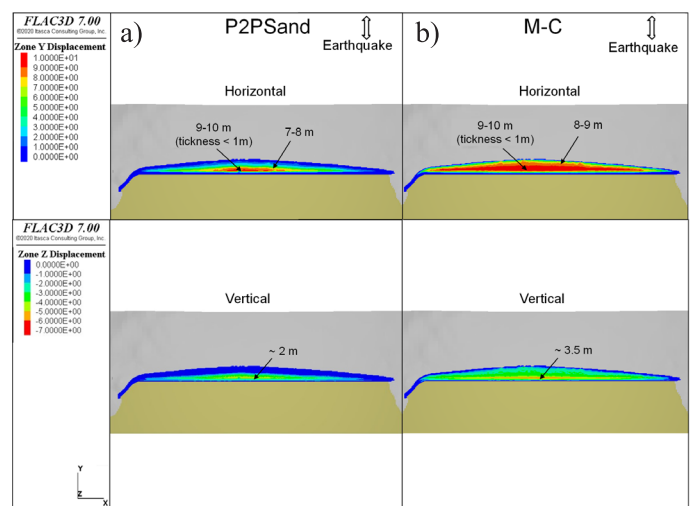
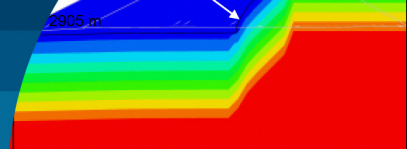


Figure 9: Plan view of residual horizontal and vertical displacement contours (m), a) P2PSand and b) M-C



Crest elevation 2955 masl - sensivity of MCE $M_w = 8.3$ - 2D model – P2PSand

In addition to the analyzes carried out with the MCE earthquake, a sensivity analysis was carried out increasing the earthquake by 50 and 100%. Figure 10 shows horizontal acceleration increment, horizontal and vertical displacement contours.

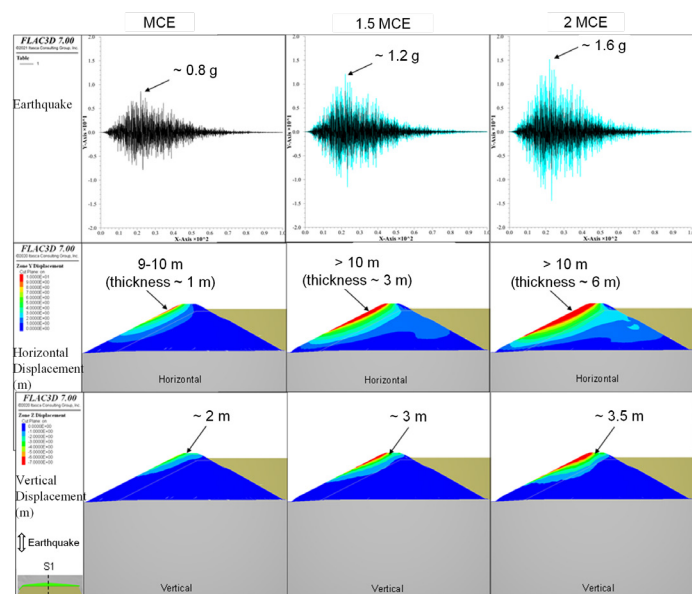


Figure 10: Horizontal acceleration increment, horizontal and vertical displacement contours (m) – P2PSand – Section.

Figure 11 shows the trend of horizontal and vertical displacements in the crest of the wall for the MCE, 1.5 MCE and 2 MCE earthquakes, where an almost linear increase in horizontal displacements can be observed compared to the vertical displacements that attenuate.

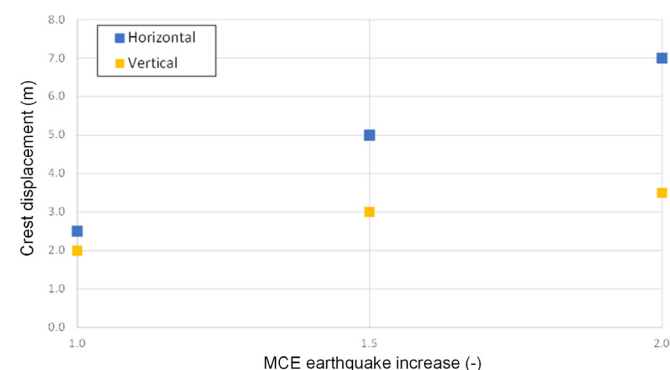


Figure 11: Horizontal and vertical displacements in the crest versus increase in the MCE earthquake.

Conclusions

The developed numerical model follows the standard

practice in numerical modeling, incorporating all the available information to simulate the sands' behavior effectively. Based on the results obtained using the advanced P2PSand constitutive model calibration, we conclude that (i) the model reproduces the monotonic response of tailing sand samples observed in laboratory conditions, regarding 100, 300, and 900 kPa of effective confinements, and (ii) the model simulates the drained and undrained tailings sands' cyclic behavior.

The analyzed predictive case (2955 masl elevation) considers the MCE and the MPF, which can be regarded as extreme and unlikely scenarios. Based on the acceptability criteria, the P2PSand constitutive model predicts the dam would suffer severe damage when subjected to such extreme conditions, and the M-C model also predicts the dam's collapsing risk, with longitudinal cracks exceeding a 50 cm width. After analyzing all cases, the outcome for the MCE resulted in an average settlement of 3 m at the crest, which means that, after the seismic event, the freeboard would still be maintained. The results were insensitive to a low Rayleigh damping level (0.2%) for the recorded earthquake and the MCE. Therefore, using more complex constitutive models, such as the P2PSand, is a more reliable and viable option instead of a simpler model, such as the Mohr-Coulomb, which is more commonly used in practice. However, a proper selection and calibration of these constitutive models is crucial. For the advanced models, calibration is achieved by comparing laboratory monotonic and cyclic tests, as well as degradation curves. For the 2018 dam configuration, predictions with the P2PSand constitutive model properly calibrated agree with field observations and recorded instrumental measurements.

P2PSand nomenclature

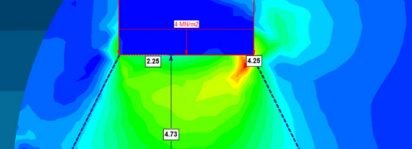
c	strength ratio
D_r	relative density
$D_{r_{c0}}, \lambda_c, \xi$	3-parameter critical state
e_{max}, e_{min}	maximum and minimum void ratio
f	ratio reverse
g_0, C_{Dr}	elastic parameters
G_r	material parameter
G_{ref}	shape parameter
h_o	plastic shear rate

K_{LB}^d	minimum dilatancy ratio
K_{cyc}	factor of cycling
k_d	factor of elasticity degradation
n^b	coefficient bounding
n^d	coefficient dilatancy
p_{atm}	atmospheric pressure
p_c	effective pressure
p	mean pressure
Q, R	2-parameter critical state
z_{max}	maximum fabric magnitud
ϕ_{cs}	critical state friction angle
ν	Poisson's ratio

Seismological Society of America **88**(1), 228–241

References

- Beaty, M.H. and Byrne, P.M. (2011). UBCSAND constitutive model version 904aR. Itasca UDM web site.
- Byrne, P.M. (1991). A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand. *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, USA, paper 1.24, 47-55
- Cheng, Z. (2018). A practical 3D bounding surface plastic sand model for Geotechnical Earthquake Engineering Application. *Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V: Numerical Modeling and Soil Structure Interaction*. ASCE, S.J. Brandenburg and M.T. Manzari (eds.). Austin, Texas, USA, 34–47
- Cheng, Z. and Detournay, C. (2021). Formulation, validation and application of a practice-oriented two-surface plasticity sand model. *Computers and Geotechnics* **132**, 103984
- Dafalias, Y.F. and Manzari, M.T. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering Mechanics* **130**(6), 622-634
- FLAC3D (2019). Fast Lagrangian analysis of continua in 3 dimensions. Version 7.0. Itasca Consulting Group, Inc., USA
- Konno, K. and Ohmachi, T. (1998). Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor. *Bulletin of the*



The design of shallow foundations on fractured rock

Diseño de fundaciones superficiales en roca fracturada

Fecha de entrega: 12 de marzo 2025

Fecha de aceptación: 11 de abril 2025

Néstor R. Espinoza¹, Jorge A. Arriagada¹, Lorna González^{1,2} and Karime Nazer^{1,3}

¹ Universidad de Valparaíso, Escuela de Ingeniería Civil, Valparaíso, Chile, rene.espinoza@uv.cl, jorge.arriagada@uv.cl, lorna.gonzalez@alumnos.uv.cl, karime.nazer@alumnos.uv.cl

² NREG Consultores en Geotecnia, Chile

³ Laboratory Manager, IDEAS, Institute of Testing, Analysis and Drilling, Chile

Designing shallow foundations on fractured rock is a complex challenge for civil engineers due to varied geological structures and material properties. Unlike soils, estimating rock mass bearing capacity using soil mechanics methods is often unsuitable due to irregular block dimensions. Factors like discontinuities, filling materials, and fracture intensity further complicate developing a universal theory akin to Terzaghi's for soils. Peck introduced a method correlating bearing capacity with Rock Quality Designation (RQD), followed by approaches based on Bieniawski's Geomechanics Classification System and empirical methods. Despite advancements in numerical modelling, no universal solutions exist. This study analyzes fractured rock behaviour using Chilean site samples, employing finite element models to compute shear stresses and deformations. The goal is to propose a comparative method integrating empirical and numerical approaches, evaluating result dispersion.

Keywords: shallow foundations, bearing capacity, rock mechanics, finite element method

El diseño de fundaciones superficiales sobre roca fracturada representa un desafío complejo para los ingenieros civiles debido a la diversidad de estructuras geológicas y propiedades de los materiales. A diferencia de los suelos, la estimación de la capacidad portante del macizo rocoso mediante métodos de mecánica de suelos suele ser inadecuada debido a las dimensiones irregulares de los bloques. Factores como las discontinuidades, los materiales de relleno y la intensidad de la fractura complican aún más el desarrollo de una teoría universal similar a la de Terzaghi para suelos. Peck introdujo un método que correlaciona la capacidad portante con la designación de calidad de roca (RQD), seguido de enfoques basados en el Sistema de Clasificación Geomecánica de Bieniawski y métodos empíricos. A pesar de los avances en modelación numérica, no existen soluciones universales. Este estudio analiza el comportamiento de la roca fracturada utilizando muestras de sitios chilenos, empleando modelos de elementos finitos para calcular los esfuerzos de corte y las deformaciones. El objetivo es proponer un método comparativo que integre enfoques empíricos y numéricos, evaluando la dispersión de los resultados.

Palabras clave: fundaciones superficiales, capacidad de soporte, mecánica de rocas, método de elementos finitos

Introduction

Designing shallow foundations on fractured rock masses is a challenging task. The methods used for footing design on rock must consider both the intact rock properties and the characteristics of discontinuities. The complexity of geological features, such as the orientation and condition of discontinuities, weathering profiles, and construction blasting damage, increases the uncertainty of engineering designs.

Traditionally, estimating the ultimate bearing capacity of shallow foundations has relied on previous experience, empirical criteria, or national code design procedures (Serrano and Olalla, 1994). Small-scale projects may lack the extensive field and laboratory testing required for rock engineering design (Rose, 2004). Design engineers must often select strength and deformation parameters from technical literature or use a presumptive allowable bearing pressure, which may not always be conservative, depending on the site's rock conditions. Various authors

have presented and extended classic rock mechanics concepts and design procedures (e.g., Goodman, 1989; Wyllie, 2003; Feng and Hudson, 2011; Wittke, 2014; Aydan, 2017; Hoek, 2023). Other design procedures are found in publications by the American Society of Civil Engineers (ASCE), the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), the Canadian Foundation Manual (CFM), and international codes for different rock foundation projects. These documents often include empirical formulas and tables intended for use by experienced engineers with a rock mechanics background, which may not be familiar to geotechnical engineers more experienced in soil mechanics.

The mode of failure (as shown in Figure 1) is influenced by the joint spacing relative to the footing size and the combination of hard and weak layers (Sowers and Sowers, 1979). The failure mode depends on whether the joints are open, closed, or wide, their orientation (vertical to horizontal), or if there is a thin rigid layer over a weak compressible layer.

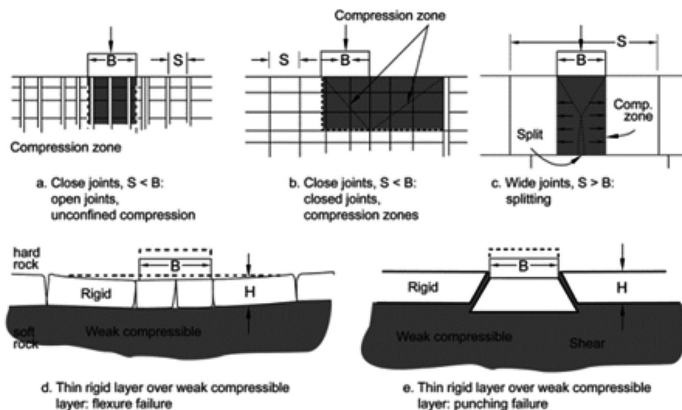


Figure 1: Bearing capacity failure modes (Sowers and Sowers, 1979)

A simplified representation of foundations transitioning from intact to heavily jointed rock mass with increasing sample size is presented by Serrano and Olalla (1996) (Figure 2), which is a modified scheme based on the idealized diagram by Hoek (1983). This representation illustrates the influence of scale on the rock mass behaviour model, which should be used in designing shallow foundations on horizontal or inclined rock masses.

A particular consideration regarding the applicability of the procedure from Serrano and Olalla (1994) and others, is to

consider the Group I (intact rock) and Group IV–V (jointed rock mass) with rock isotropy and homogeneity. For complex scenarios like Group III–IV other considerations and more advanced design must be carried out.

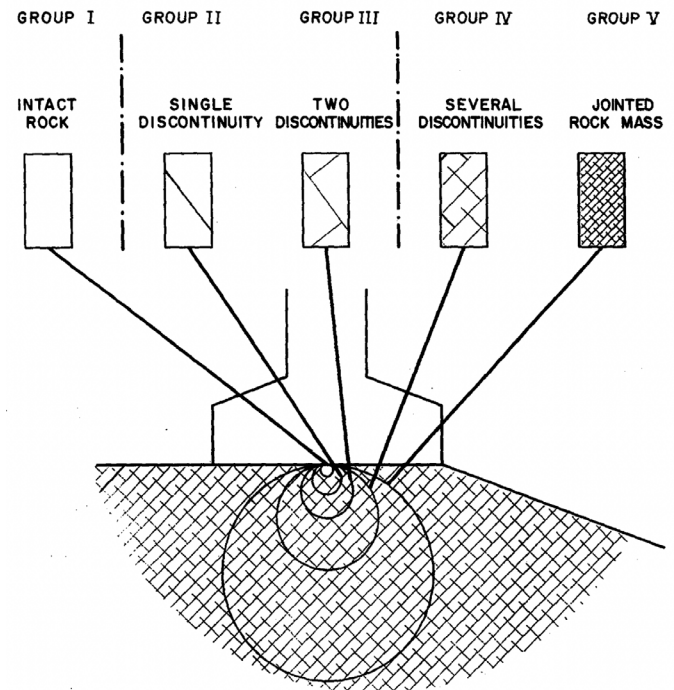
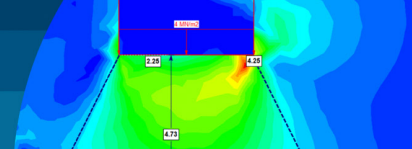


Figure 2: Simplified representation of the influence of scale on type of rock mass behaviour model which should be used in designing shallow foundations on rock slope (Serrano and Olalla, 1996).

Another feature of spread footings on rock is that the bearing surface does not have to be perpendicular to the direction of the applied load. This is because igneous rock generally has high shear strength, and if necessary, anchors can be installed to provide additional shear resistance as required by the project. Under these conditions, vertical loads can be supported on sloping rock faces, inclined loads on horizontal surfaces, and vertical loads on two levels without any issues. External loads such as wind and seismic forces may act on the structure, creating overturning moments and uplift forces. The foundation design must accommodate these conditions. If the combination of seismic and wind forces generates uplift forces, it may be necessary to design tie-down anchors to stabilize the entire system.

Most foundations on rock are spread or continuous footings at the ground surface, but there are situations where this type of footing is not feasible. This could be because the



available bearing capacity does not meet design criteria, the bearing capacity occurs at a considerable depth, or the project specifies a certain depth. In summary, the design of surface foundations on fractured igneous rock must consider the following to ensure good foundation performance: a) the ultimate bearing capacity of the fractured rock to ensure there will be no further fracturing, crushing, or creep within the loaded zone (pressure bulb); b) the maximum settlement of the foundation, which can result from a combination of elastic and plastic strain of the rock mass, as well as potential compression of weak seams within the volume of rock mass compressed by the applied load and c) sliding and shear failure and shear failure of rock blocks formed by intersecting discontinuities within the foundation's influence area. This condition typically occurs when the foundation is located on a steep slope and the orientation of the discontinuities allows blocks to slide out of the open face, or when two foundations are located too close together at different levels (as can occur with ring foundations).

A non-written recommendation is that the performance of an important foundation must be checked with respect to all of these three conditions because they are independent of each other.

Geotechnical design approaches on rock mass

Foundations on faulted rock masses can present significant challenges for the foundation engineer due to the greater heterogeneity of rock compared to soil. Spread footings supported on rock must be designed to handle the design loads with adequate bearing capacity, structural integrity, and tolerable settlements in accordance with the project requirements.

The response of footings subjected to seismic and dynamic loading should be evaluated based on local norms and experience. For footings on rock, the location of the resultant pressure (R) at the base of the footing should be kept within $B/4$ of the center of the footing of width B . The bearing capacity and settlement of footings on rock are influenced by factors such as the presence, orientation, and condition of discontinuities, weathering profiles, and other geological features. Therefore, the methods used

for designing footings on rock should consider these site-specific factors.

For footings on competent rock, simple and direct analyses based on uniaxial compressive rock strengths and Rock Quality Designation (RQD) may be applicable. Competent rock is defined as a rock mass with tight discontinuities or those that are not wider than 3.5 mm. For footings on less competent rock, more detailed investigations and analyses should be conducted to account for the geological complexity of the rock. Below are comments on the methods used for footings on both competent and jointed rock.

Footings on competent rock

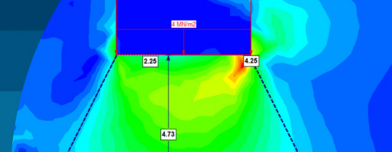
The allowable contact stress for footings supported on level surfaces in competent rock may be determined using the method proposed by Peck *et al.* (1974). However, the maximum allowable contact stress must not exceed the concrete's allowable bearing stress. RQD used in this method should be the average RQD for the rock within a depth of B below the base of the footing, assuming the RQD values are relatively uniform within that interval. If the rock mass within a depth of $0.5B$ below the base of the footing is of poorer quality, the RQD of the poorer rock should be used to determine the allowable contact stress (q_{all}).

Footings on jointed rock

Using the uniaxial compressive strength: the design of footings on broken or jointed rock must account for the condition and spacing of joints and other discontinuities. The ultimate bearing capacity of footings on broken or jointed rock may be estimated using the following equation (1) (Hoek, 1983):

$$q_{ult} \cong N_{ms} q_{ucs} \quad (1)$$

The values of q_{ucs} should preferably be determined from the results of laboratory testing of rock cores obtained within $2B$ of the base of the footing. The coefficient N_{ms} is a function of the rock category and rock type. When the rock strata within this interval vary in strength, the rock with the lowest capacity should be used to determine q_{ult} . In the design example case presented in this paper, there



are uniaxial compressive test results available from gabbro, which give a conservative mean of 170 MPa. This value is higher than the minimum value of 124-311 MPa (AASHTO, 2002) but lower than the mean of the two values. Nonetheless, it is representative of the rock mass and can be used to estimate the probable ultimate bearing capacity of the rock mass in situ.

Using the rock mass rating (RMR), another empirical-theoretical method to estimate the net allowable bearing capacity of a fractured rock mass is based on the use of the Rock Mass Rating of Bieniawski (1989) RMR₈₉ system. In this study, the RMR₈₉ of the gabbro within the probable pressure bulb has a mean value of 90%, which corresponds to a net allowable bearing capacity in the range of 4 to 6 MPa.

Using RQD, Peck *et al.* (1974) assessed the allowable bearing capacity (q_{all} in MPa) directly from the RQD using equation (2), obtained in borings or field measurements (Palmström's method). This assessment assumes that the applied stress will not exceed the uniaxial compressive strength (UCS) of the intact rock ($q_{all} < q_{UCS}$). This approach, as noted by many investigators, often results in values that are higher compared to other methods.

$$q_{all} = 1 + \frac{RQD/16}{1 - (RQD/130)} \quad (2)$$

Drawing from Canadian experience, another method to estimate the allowable bearing capacity of rock under pressure is detailed in the Canadian Foundation Manual (CFM, 2006). Developed by Gill (1980), this method incorporates the uniaxial compressive strength of the intact rock along with factors that account for various rock mass characteristics, foundation types, and their representative dimensions. The Canadian practice method is applicable for socketed piles and shallow foundations (Gill, 1980), employing equation (3) for calculating the allowable bearing capacity of the rock mass:

$$q_{all} = q_{UCS} N_j N_d \quad (3)$$

where N_j is an empirical coefficient depending on the spacing of the discontinuities and N_d is an empirical coefficient depending on the embedment of the foundation using equations (4) and (5).

$$N_j = \frac{3 + s/B}{10 \sqrt{1 + (300\delta/s)}} \quad (4)$$

$$N_d = 0.8 + 0.2 \left(\frac{h}{D} \right) < 2 \quad (5)$$

Where s is the spacing of joints in cm, B is the footing width in cm, δ is the opening of joints in cm, h is the embedment and D is the embedment in rock. The method states that normally $N_d \geq 1.0$ and that for shallow foundations the engineer must consider that $N_d = 1$.

In the present design example and using the last method it was determined the following rock mass characteristics: s between 20 – 45 cm (average value = 30 cm), B between 2.00 – 4.00 m (average value = 300 cm), and δ between 0.10 – 0.4 cm (average value = 0.3 cm). With these parameters, N_j is 0.155, and N_d is 1.

A method developed by Serrano and Olalla (1994) gives an ultimate load capacity P_{ult} that can be estimated with equation (6):

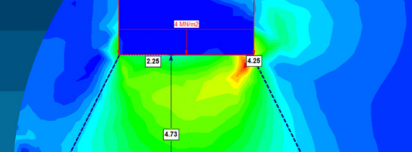
$$P_{ult} = \beta(N_\beta - \zeta) \quad (6)$$

This approach considers two variables β in MPa and ζ , equations (7) and (8). Where m , s and m_i are the Hoek and Brown failure criterion parameters and σ_{ci} is the uniaxial compressive strength of the intact rock. The bearing capacity factor N_β is a generalization of the Prandtl parameters N_c and N_q , and it is a function of the ground slope, of the angle of the load and the normalized external overburden acting around the footing.

$$\beta = \frac{m \sigma_{ci}}{8} = \frac{\sigma_{ci}}{8} m_0 \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right) \quad (7)$$

$$\zeta = \frac{8s}{m^2} = \frac{8}{m_i^2} \exp\left(\frac{RMR - 100}{25.2}\right) \quad (8)$$

Following the procedure by Wyllie (2003), a practical approach can be used to estimate the foundation's bearing capacity. The mechanism assumes that an active wedge forms below the footing and interacts on a passive wedge extending to the side (Salgado, 2022). The rock under the foundation (zone A) and the contiguous rock (Zone B) are assumed to be in compression similar to a specimen in a



triaxial compression (see Figure 3), with major principal stress (σ_{1A} , σ_{1B}) and minor principal stress (σ_{3A} , σ_{3B}). For a footing resting above the rock $\sigma_{3B} = 0$. For a recessed footing the surcharge q_s is the average vertical stress due to the rock weight above the footing level. The increase in the bearing capacity for this case is produced by the confining pressure. The fracture rock strength is defined by the Hoek–Brown criterion with the constants m and s to account for the rock mass fracturing. The intact rock strength $\sigma_{u(r)}$, is determined from laboratory tests (unconfined compressive strength) on rock cores. The major principal stress in the zone A can be related to the ultimate bearing stress, equations (9) and (10).

$$\sigma_{1A} = q_u = \sqrt{m \sigma_{u(r)} \sigma'_3 + s \sigma_{u(r)}^2} + \sigma'_3 \quad (9)$$

$$\sigma'_3 = \sqrt{m \sigma_{u(r)} q_s + s \sigma_{u(r)}^2} + q_s \quad (10)$$

The allowable bearing capacity q_{all} , see equation (11), relates to the rock mass strength by the factor of safety FS (between 2 and 3) and the correction factor of foundation shapes $C_{f1} = 1$, e.g. for a stripe $L/B > 6$ (Wyllie, 2003).

$$q_{all} = C_{f1} q_u / FS \quad (11)$$

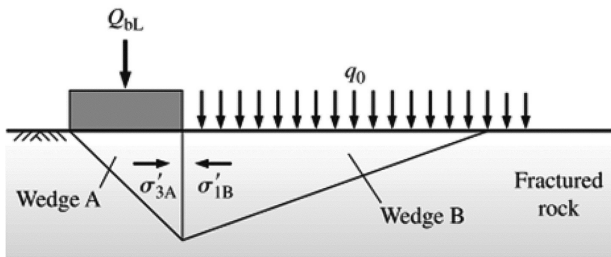


Figure 3: Bearing capacity failure mode (Salgado, 2022)

Dynamic considerations

The dynamic shear strength parameters can be estimated based on their static counterparts because conducting dynamic tests on a rock mass with an RQD greater than 30% is impractical, and even less feasible for an RQD below 25%, which Bieniawski (1989) classifies as resembling dense coarse granular soil.

In this study, it is assumed that the rock mass may behave similarly to granular soils under dynamic loads. Referring to research on Ottawa sand by Whitman and Healy (1963), it is noted that increasing load velocity (deformation velocity) leads to a slight reduction in the internal friction angle. For practical purposes, these researchers propose the following relationship to estimate the dynamic friction angle of granular soils using equation (12):

$$\phi_{dyn} = \phi_{static} - 2^\circ \quad (12)$$

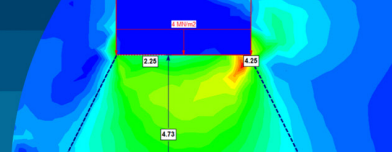
To estimate the cohesion under dynamic conditions, the authors referenced investigations on stress–strain behaviour characteristics of granular and fine soils under transient loading (Casagrande and Shannon, 1949; Carroll 1963). Following Carroll's proposal we can use equation (13):

$$c_{u \text{ transient}} \cong 1.5 c_{u \text{ static}} \quad (13)$$

The correlation between dynamic and static deformability parameters is theoretically straightforward. However, challenges arise when engineers encounter heterogeneous materials like certain soils and rock masses, especially when fractures have separations comparable in size to the foundations' dimensions. In such cases, treating the material as a perfect continuum can lead to theoretical parameter estimates that rarely match those from empirical methods.

Experience has led engineers to prefer adopting static values estimated by empirical methods based on the research of past scholars (Hoek and Brown, Bieniawski). These methods allow for the inclusion of deformability and shear strength parameters in the estimation process for dynamic values in the static case. Engineers then adjust these values based on empirical coefficients derived from laboratory results that consider the material type (granular) and scaling factors.

These considerations provide a practical degree of validity. Therefore, values determined using mechanics equations (dynamics) should only serve as reference values for an idealized rock mass and may not fully reflect the reality of the site project.



Design example on igneous rock

The study will analyze the behaviour of fractured rocks using samples from project sites located in northern Chile. The site primarily features gabbro, an igneous rock known for its mafic composition, dark color, and phaneritic, intermediate to coarse-grained texture. The example structure presents a unique foundation design scenario, involving an excavation with a central recessed footing and two recessed ring footings shown in Figure 4. The foundation's concrete is considered to have a minimum strength of 40 MPa. This case aims to compare results obtained from empirical methods with those derived from a numerical model using the finite element method in RS2 (v11.023) software by Rocscience, Inc.

Specifically, the central footing or pier measures 4.5 m in base width at a depth of 7.0 m. The first ring footing is situated 12.0 m away, with dimensions of 4.0 m width and 4.5 m depth. The second ring footing is located 30.0 m away, featuring a width of 2.0 m and a depth of 2.5 m.

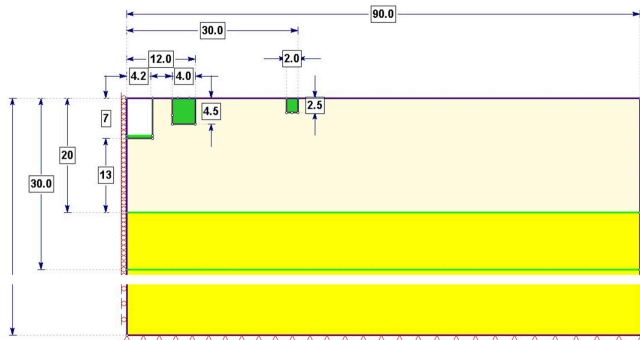


Figure 4: Design example. Foundation with a pier and two foundation rings on recessed on a fractured igneous rock.

Normally, rocks have very high bearing capacities, and in the case of igneous rocks, they can exceed the compressive strength of concrete. In such cases, the allowable bearing capacity is determined not by the properties of the rock mass but by the strength of the concrete. Moreover, settlements can be so minimal that they qualify as elastic deformations and are often negligible in many instances.

Empirical methods

Based on the methods discussed earlier, Tables 1 and 2 present a comparison of estimated values for the ultimate

and allowable bearing capacity of the fractured rock mass in the design example.

FEM model

The numerical model was implemented using the software RS2 by Rocscience Inc. The analysis type applied to this model was axisymmetric, and the solver type was Gaussian Elimination. All materials are considered isotropic, and the failure criterion is Mohr–Coulomb. The mesh type is graded, and the element type are 6 noded triangles. The number of elements is 1992 and the number of nodes is 4113. The design loads for each foundation are 4 MPa. The seismic coefficient $k_h = 0.4g$ in the Chilean seismic zone 3. The material properties are shown in Table 3 and the corresponding model is shown in Figure 5. There are 3 zones of rock quality, up to 20 m gabbro 1 (highly fracture rock), 20 to 30 m gabbro 2 (slightly fracture rock) and 30 m and beyond is gabbro 3 (good to very good rock).

Table 1: Comparison of the estimated values of the ultimate and allowable bearing capacity of the fractured rock mass of the design example (Part 1).

Method	UCS AASHTO	RMR ₈₉	RQD	Serrano and Olalla
$q_{u, static}$, MPa	39.1	6.2	17.7	11.5
$q_{u, dynamic}$, MPa	58.7	9.3	26.6	17.3
$q_{all, static}$, MPa	13.0	2.1	5.9	3.8
$q_{all, dynamic}$, MPa	19.5	3.1	8.9	5.8

Table 2: Comparison of the estimated values of the ultimate and allowable bearing capacity of the fractured rock mass of the design example (Part 2)

Method	CFM Central Pier	CFM Ring 1	CFM Ring 2	Wyllie Central Pier	Wyllie Ring 1	Wyllie Ring 2
$q_{u, static}$, MPa	77.4	78.4	80.3	40.2	37.4	33.9
$q_{u, dynamic}$, MPa	116.0	117.6	120.5	60.4	56.1	50.9
$q_{all, static}$, MPa	25.8	26.1	26.8	16.8	12.5	11.3
$q_{all, dynamic}$, MPa	38.7	39.2	40.2	25.2	18.7	17.0

Results

Upon examining the results obtained from pseudo–three–dimensional analyses through numerical methods, it can be stated that the contact pressures or stresses, even under

significant seismic demand, are comparable to the values proposed for the admissible load capacity of the rock mass by the RMR_{89} method (lower bound). This method is the most conservative among all empirical methods. The results, derived from the parameters of the rock mass estimated through surface mapping, point load tests, and calibrated through simple compression tests using the latest version of Rocscience's RSDData program (Hoek–Brown failure criteria), support the recommendation to use these values. Although conservative, these values allow for an acceptable cross-check with numerical methods (see Tables 1 and 2 and Figures 6 and 7).

Table 3: Material properties used in the design example for the foundation and rock mass

Material	Foundation concrete	Gabbro 1	Gabbro 2	Gabbro 3
Initial element loading	Body force only	Field stress and body force	Field stress and body force	Field stress and body force
Unit weight, MN/m ³	0.030	0.025	0.025	0.025
Poisson's ratio	0.3	0.12	0.16	0.18
Elasticity modulus, MPa	28500	8241	47486	103299
Material type	Plastic	Elastic	Elastic	Elastic
Peak tensile strength, MPa	0.8	0	0.4	2.7
Peak friction angle, degrees	44	24	39	48
Peak cohesion, MPa	8	10	20	32

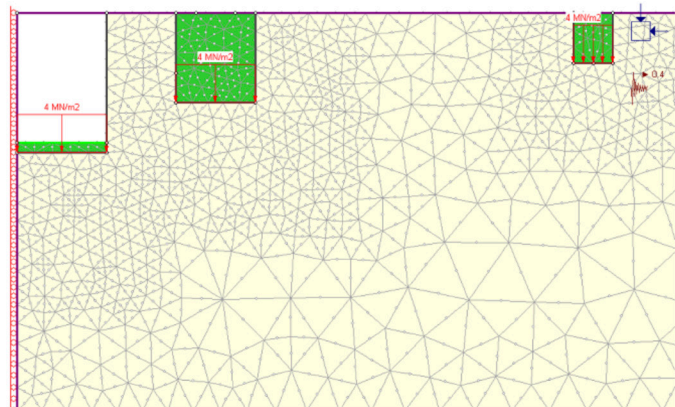


Figure 5: Design example. Mesh, loads and seismic coefficient.

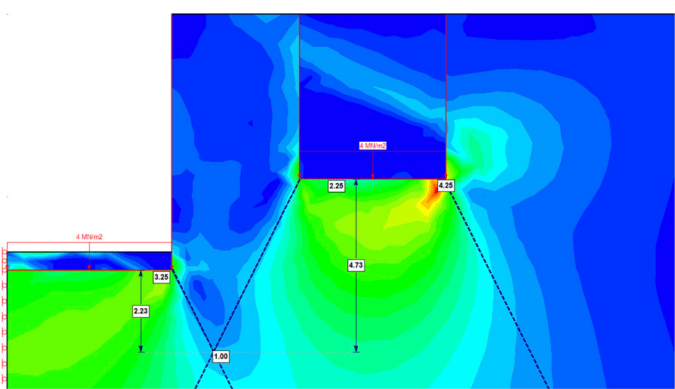


Figure 6: Design example. Differential stresses (MPa) induced by static loads and the determination of interactions among the ring foundation elements.

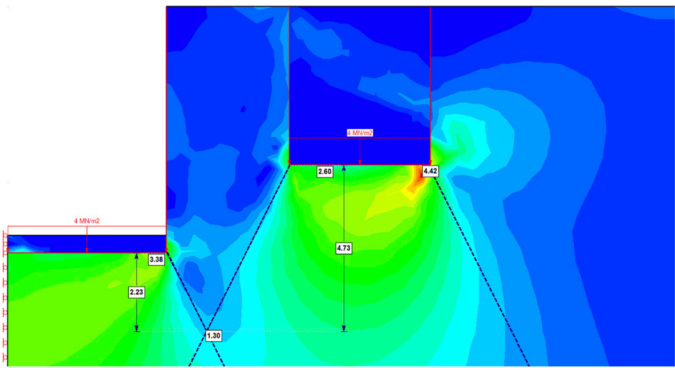


Figure 7: Design example. Differential stresses (MPa) induced by seismic loads and the determination of interactions among the ring foundation elements.

Additionally, considering an approximate dissipation of deviatoric stresses (expressed clearly as maximum shear stresses) below the foundations, it is shown that these stresses do not reach levels that would be considered high risk for the rock mass beneath the foundation.

Moreover, the vertical deformations of the system under static load conditions are within the established limits for maximum deformations, set at 5 mm. This also leads to a recommendation to use the RMR_{89} method in similar cases (in other rock masses) to estimate the admissible bearing capacity of a rock mass (see Figures 8 and 9).

Finally, even under significant seismic demand, both the stresses and deformations remain within the established limits for the foundation system of the structures. In the case of deformations, there is even a slight increment (compare Figures 8 and 9). Therefore, among the empirical methods, the RMR_{89} method is the most aligned with reality. As

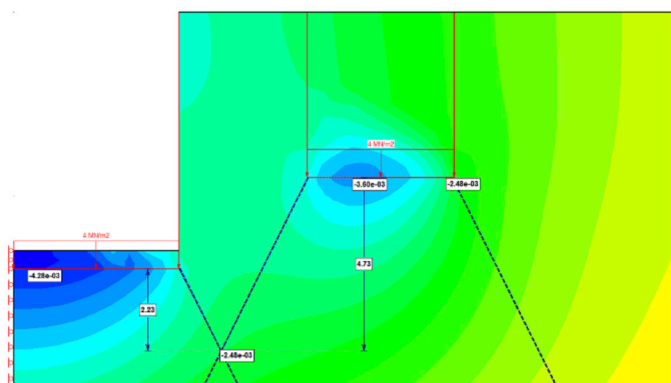
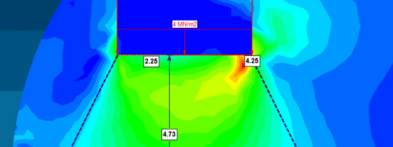


Figure 8: Design example. Vertical displacements (mm) induced by static loads and the determination of interactions among the ring foundation elements

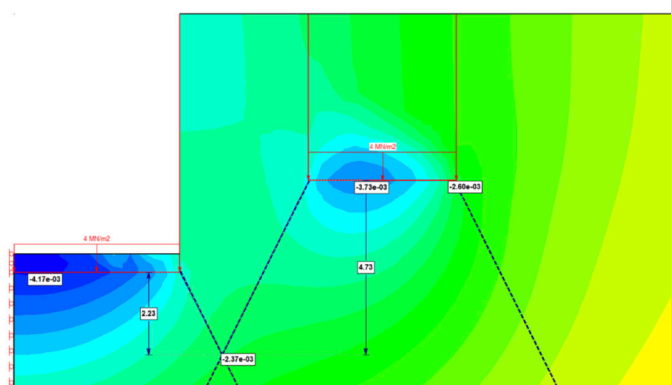


Figure 9: Design example. Vertical displacements (mm) induced by static loads and the determination of interactions among the ring foundation elements

shown by the results in Table 1, it is the most conservative method available in the literature.

The maximum allowable contact stress must not exceed the concrete's allowable bearing stress (upper bound limit). Normally, rocks have very high bearing capacities, they can exceed the compressive strength of concrete. In this case, the allowable bearing capacity is determined not by the properties of the rock mass but by the strength of the concrete.

Conclusions

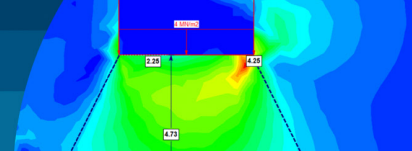
Under static load conditions, the stresses calculated do not reach levels that would be considered high risk for the rock mass beneath the foundation. Vertical displacements of the foundation system do not exceed 5 mm.

Under high seismic demand, both the stresses and displacements still remain within the established limits for the foundation system, although there is a slight

displacement increment. Therefore, it can be concluded that among the empirical methods, the RMR_{89} is the most conservative method. In this analysis, the allowable bearing capacity is controlled by the strength of the concrete and not by the properties of the rock mass.

References

- AASHTO (2002). Standard specifications for highway bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, USA
- Aydan, Ö. (2017). *Rock dynamics*. ISRM Book Series, volume 3. CRC Press/Balkema, Leiden, Netherlands
- Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. John Wiley, USA
- Carroll, W.F. (1963). Vertical displacements of spread footings on clay: static and impulsive loadings. Report 5, Dynamic Bearing Capacity of Soils, Technical Report 3-599, US Army Engineer Waterways Experimental Station, Vicksburg MS, USA
- Casagrande, A. and Shannon, W.L. (1949). Strength of soils under dynamic loads. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 114(1), 755-772
- CFM (2006). Canadian foundation engineering manual. 4th ed., Canadian Geotechnical Society, Canada
- Feng, X, and Hudson, J.A. (2011). *Rock engineering design*. CRC Press/Balkema, Leiden, Netherlands
- Gill, S.A. (1980). Design and construction of rock caissons. *International Conference on Structural Foundations on Rock*, Sydney, Australia, vol. 1, 241-252
- Goodman, R.E. (1989). *Introduction to rock mechanics*. 2nd ed., Wiley, New York, USA
- Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Géotechnique* 33(3), 187-223
- Hoek, E. (2023). *Practical rock engineering*. RocScience, Canada
- Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H. (1974). *Foundation engineering*. John Wiley & Sons, USA
- Rose, A.T. (2004). RMR rock properties for shallow foundation design. *Journal of Engineering Technology* 21 (2), 42-50
- Salgado, R. (2022). *The engineering of foundations, slopes and retaining structures*. 2nd ed., CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton FL, USA



Serrano, A. and Olalla, C. (1994). Ultimate bearing capacity of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* **31**(2), 93–106

Serrano, A. and Olalla, C. (1996). Allowable bearing capacity of rock foundations using a non-linear failure criterium. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* **33**(4), 327–345

Sowers, G.F. and Sowers, G.B. (1979). *Introductory soil mechanics and foundations: Geotechnical Engineering*. 4th ed. Macmillan, New York, USA

Whitman, R.V. and Healy, K.A. (1963). Shear strength of sands during rapid loadings. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* **128**(1), 1553-1586

Wittke, W. (2014). *Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model AJRM*. Wiley Ernst & Sohn, Berlin, Germany

Wyllie, D.C. (2003). *Foundations on rock*. CRC Press, London, UK

Pedro Hidalgo Oyanedel

Ingeniero Civil

1939-2024

<https://doi.org/10.21703/0718-2813.2025.37.3243>



Pedro Hidalgo obtuvo el título de Ingeniero Civil en la Pontificia Universidad Católica de Chile UC en 1962. Realizó un doctorado en Ingeniería Estructural en la Universidad de California en Berkeley, EEUU, el cual finalizó en 1975. Fue académico y uno de los profesores fundadores del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica en la UC en 1963. Por 41 años dictó a miles de ingenieros UC los cursos de Análisis Estructural, Mecánica Racional, Mecánica de Sólidos, y Diseño Sismorresistente. Destacó también por llevar su conocimiento en ingeniería estructural a estudiantes de Arquitectura UC. Profesor Emérito del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica UC, del cual fue Director en dos ocasiones entre los años 1975 a 1977 y 1980 a 1986. Desarrolló una relevante actividad de docencia e investigación en el área del diseño sismorresistente de estructuras de hormigón armado, albañilería y acero, siendo autor o coautor de 118 publicaciones e informes de investigación relacionados con el comportamiento y diseño sísmico de estas estructuras. Una vez que, por edad, se retiró de la universidad, a partir del año 2004 trabajó a tiempo completo en la empresa ARA (Arce, Reciné y Asociados), donde se desempeñó por más de 20 años.

Tuvo una importante participación en los comités de norma en ingeniería estructural (NCh433) hasta 1996. Después fue Secretario Técnico del comité de la norma chilena Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales (NCh2369), oficializada por primera vez el año 2003, y presidente del Comité del Instituto de la Construcción que desarrolló el anteproyecto de la nueva versión de la misma norma, entre los años 2015 y 2017, presentado al Instituto Nacional de Normalización, con el objetivo de dar continuidad de operación de las instalaciones industriales, y consecuentemente, la prevención del colapso.

Su destacada carrera profesional en el diseño de estructuras

industriales le llevó a recibir el premio al ingeniero más destacado del año 2019, entregado por la AICE. Sobre este premio señaló: “si me dieron el premio en el área de industria, yo tengo que ser honesto y decir de donde viene mi conocimiento: el básico, de la parte académica, el práctico, del ejercicio profesional. Y creo que nunca he recibido un premio mejor que este en mi vida. Estoy muy agradecido y más me enorgullece haber sido el primero en la parte de industria”.

Recordado por todos los que lo conocieron como un profesor amable y preocupado por sus alumnos. Un caballero, generoso y sencillo. Apasionado por la ingeniería, el tenis e hincha acérrimo del equipo de fútbol de la UC. Mantuvo su compromiso con la ingeniería estructural participando en actividades de la disciplina hasta poco antes de su partida.

Entre sus publicaciones se puede destacar el, ya clásico, libro “Diseño Estructural”, “Fundamentos de Ingeniería Estructural” y “Análisis Estructural”.

**Departamento de Ingeniería
Estructural y Geotécnica
Pontificia Universidad
Católica de Chile**

Selección de publicaciones

Riddell, R. e Hidalgo, P. (2016). *Fundamentos de ingeniería estructural: para estudiantes de arquitectura*. Tercera edición, Alpha Editorial, Colombia

Hidalgo, P.A., Ledezma, C.A. and Jordan, R.M. (2002). Seismic behavior of squat reinforced concrete shear walls. *Earthquake Spectra* 18(2), 287-308

Hidalgo, P., Varas, S., Jordán, R.M. (2002). Evaluation of capacity-demand-diagram methods to predict inelastic lateral displacements. *7th US National Conference on Earthquake Engineering*, Boston, USA

Riddell, R. e Hidalgo, P. (1997). *Diseño estructural*. Ediciones UC, Santiago, Chile

Hidalgo, P.A. (1997). Earthquake-resistant design in Chile after the 1985 earthquake. The EERC-CUREe Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA

- Hidalgo, P. (1997). *Análisis estructural*. Ediciones UC, Santiago, Chile
- Lüders, C., Hidalgo, P. (1990). Mathematical models for the prediction of the seismic behavior of reinforced masonry walls. *Fourth US National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, USA, vol. 2, 1027-1036
- Riddell, R., Hidalgo, P. and Cruz, E. (1989). Response modification factors for earthquake resistant design of short period buildings. *Earthquake Spectra* 5(3), 571-590
- Lüders, C., Hidalgo, P. (1989). Evaluación del daño sísmico en estructuras de albañilería armada. *5as Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Santiago, Chile, vol. 2, 975-984
- Lüders, C., Hidalgo, P. (1989). Resistencia sísmica de muros de albañilería armada: bases para establecer modelos matemáticos de predicción. *5as Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Santiago, Chile, vol. 2, 955-964
- Lüders, C., Hidalgo, P. (1988). Seismic behavior of reinforced masonry walls. *9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, vol. VI, 91-96
- Lüders, C., Hidalgo, P. (1988). Disposiciones de diseño sismorresistente para edificios de hormigón armado. *Jornadas en Español y Portugués sobre Estructuras y Materiales, Colloquia 88*, Instituto Eduardo Torroja, Madrid, España, vol. III, 511-530.
- Cruz, E., Lüders, C., Hidalgo, P., Riddell, R., Rodríguez, F., Troncoso, J., van Sint Jan, M., Vásquez, J. (1988). *Lecciones del sismo del 3 de marzo de 1985*. Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, Editorial Universitaria, Santiago, Chile
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1987). Resistencia al esfuerzo de corte de muros de albañilería armada sometidos a sollicitaciones sísmicas. *XXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Porto Alegre, Brasil, vol. I, 1-15
- Lüders, C., Hidalgo, P. (1987). Ductilidad y degradación de rigidez de muros de albañilería armada. *XXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Porto Alegre, Brasil, vol. I, 33-47
- Hidalgo, P., Cruz, E., Lüders, C., Cruz, E.F. (1987). Estimación de los niveles de sollicitación del sismo del 3 de marzo de 1985 en Santiago, usando el comportamiento de los edificios de albañilería armada. Informe para el Consejo Superior de Desarrollo Tecnológico (Proyecto No. 269/86). Departamento de Ingeniería Estructural, Pontificia Universidad Católica, Chile
- Lüders, C., Hidalgo, P., Jordán, R. (1986). Seismic design provisions for reinforced masonry buildings in Chile. *Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, vol. I (1.1), 71-78
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1986). Shear strength of reinforced masonry walls under earthquake excitation. *3rd US National Conference on Earthquake Engineering*, Charleston, South Carolina, USA, vol. 2, 1335-1346
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1986). Diseño sísmico de edificios de albañilería armada en Chile. *Cuartas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Viña del Mar, Chile, vol. 2, 125-140
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1986). Influencia del refuerzo horizontal en el comportamiento sísmico de muros de albañilería armada. *Cuartas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Viña del Mar, Chile, vol. 2, 134-158
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1986). Resistencia al esfuerzo de corte de muros armados de bloques de hormigón sometidos a cargas cíclicas alternadas. *Revista Apuntes de Ingeniería* 22, 125-145
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1985). Consideraciones para el diseño de edificios de albañilería armada en Chile. *XXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural (Colloquia 85)*, Buenos Aires, Argentina, vol. III, 897-912
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1984). Modos de fallas en muros de albañilería sometidos a cargas horizontales cíclicas. *3ra. Conferencia Latinoamericana en Ingeniería Sismorresistente*, Guayaquil, Ecuador
- Hidalgo, P.A., Lüders, C. (1984). Earthquake-resistant design of reinforced masonry buildings. *Eighth World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, USA, vol. VI, 815-822
- Lüders, C., Hidalgo, P., Gárate, C. (1983). Seguridad sísmica de edificios de albañilería armada diseñados con la especificación técnica N° 20/81. *XXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Santiago, Chile
- Lüders, C., Hidalgo, P., Cifuentes, L. (1983). Relación tensión-deformación de elementos estructurales en albañilería en compresión simple. *XXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Santiago, Chile
- Lüders, C., Cifuentes, L., Hidalgo, P. (1983). Resistencia última de albañilerías de ladrillo cerámico sometidas a flexo-compresión", *XXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Santiago, Chile
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1982). Comportamiento sísmico de muros de albañilería de ladrillos cerámicos. *Primeras Jornadas Chilenas del Hormigón Estructural*, Santiago, Chile
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1982). La resistencia prismática y la resistencia al esfuerzo de corte de muros de albañilería. *Primeras Jornadas Chilenas del Hormigón Estructural*, Santiago, Chile
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1982). Limitaciones de cuantía para elementos flexurales de albañilería armada. *Primeras Jornadas Chilenas del Hormigón Estructural*, Santiago, Chile
- Hidalgo, P.A., McNiven, H. (1979). Seismic behaviour of masonry piers. *2nd US National Conference on Earthquake Engineering*, Stanford, California, USA
- Hidalgo, P.A., Mayes, R., McNiven, H., Clough, R. (1979). Cyclic loading tests of masonry single piers. Volume 3-height to width ratio of 0.5. Earthquake Engineering Research Center Report UCB/EERC-79/12. University of California, Berkeley, USA

Chen, S.J., Hidalgo, P.A., Mayes, R.L., Clough, R.W., McNiven, H.D. (1978). Cyclic loading tests of masonry single piers. Volume 2—height to width ratio of 1. Earthquake Engineering Research Center Report UCB/EERC-78/28. University of California, Berkeley, USA

Hidalgo, P.A., Mayes, R., McNiven, H., Clough, R. (1978). Cyclic loading tests of masonry single piers. Volume 1—height to width ratio of 2. Earthquake Engineering Research Center Report UCB/EERC-78/27. University of California, Berkeley, USA

Hidalgo, P.A. (1975). *Earthquake simulator study of a reinforced concrete frame*. Doctoral dissertation, University of California, Berkeley, USA

Hidalgo, P., Clough, R.W. (1974). Earthquake simulator study of a reinforced concrete frame. Report 74-13, Earthquake Engineering Research Center EERC, University of California, Berkeley, USA

INGENIERÍA CIVIL **GEOLÓGICA**



**UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION**

Descripción ■

El ingeniero civil geólogo es un profesional con dominio teórico y práctico de las ciencias básicas, ciencias de la ingeniería y geología, con capacidad para aplicar teorías, principios y métodos en la formulación, diseño, proyección, gestión, desarrollo y evaluación de proyectos de ingeniería considerando condiciones y riesgos geológicos.

Para ello requiere interpretar adecuadamente los procesos geológicos en la búsqueda, evaluación, desarrollo y aprovechamiento de los ambientes y recursos naturales. Así mismo es capaz de proponer soluciones pertinentes a problemas de la sociedad desde la geotecnia, hidrología, prospección, ingeniería ambiental y manejo de recursos naturales. En el contexto de su formación, se busca formar un ingeniero competente, que destaque por su espíritu emprendedor, sus capacidades directivas y su actuar ético fundado en la antropología cristiana.

Áreas de estudio ■

Ciencias de la Ingeniería y Ciencias de la Geología
Geotecnia
Hidrología Aplicada
Prospección
Ingeniería Antisísmica
Ingeniería Medioambiental
Manejo de Riesgos Naturales
Desarrollo Responsable de Recursos
Formación Filosófica-Teológica

Ficha ■

Grado: Licenciado en Ciencias
de la Ingeniería

Título: Ingeniero Civil Geológico

Duración: 11 semestres

Jornada: diurna

Sede: Campus San Andrés

Campo laboral ■

El Ingeniero Civil Geólogo puede desarrollar actividades en diversos ámbitos como: Industria minera, proyectos de Ingeniería Civil, recursos hidráulicos, Industria Energética, recursos alternativos de energía, protección del medio ambiente, proyectos de riesgos geológicos, proyectos geotécnicos, Investigación, entre otros.

Potenciales centros laborales: empresas del sector privado; ejercicio libre de la profesión; administración pública; centros de investigación, desarrollo e innovación; laboratorios de mecánica de suelos, rocas y sondajes; y prospección.