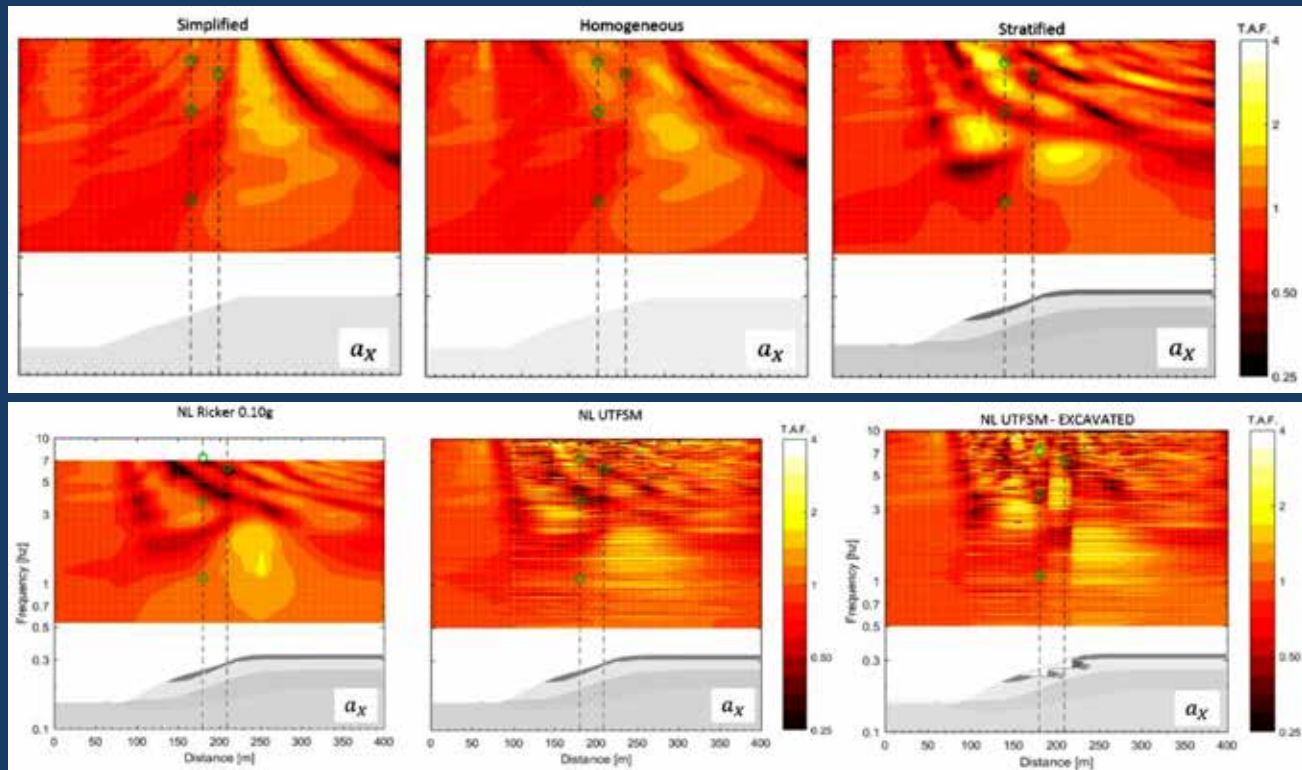




OBRAS Y PROYECTOS

REVISTA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN



Evolución de la degradación del suelo de Concepción para el terremoto de El Maule 2010

Soil degradation evolution in Concepción for the El Maule earthquake 2010

R. Ramos y G.R. Saragoni

Coefficientes sísmicos estáticos de diseño para estudios de estabilidad de tranques de relaves para terremotos subductivos intraplaca chilenos

Static seismic design coefficients for tailings dam stability studies for Chilean subductive intraplate earthquakes

R. Saragoni y B. Garrido

Efecto acoplado confinamiento-corte estático en la resistencia cíclica de arenas de relaves

Coupled effect of confining stress and static shear in cyclic resistance of tailing sands

M. Vargas y R. Verdugo

Análisis de la variabilidad en la evaluación del potencial de licuación debida al uso de diferentes ensayos in situ, versiones del procedimiento simplificado y parámetros de entrada

Analysis of the variability in the assessment of the liquefaction potential due to the use of different in situ tests, versions of the simplified procedure and input parameters

N. Guerrero, F. Kuncar, C. Mancilla y O. Taiba

Influencia de parámetros claves de cargas cíclicas sobre el comportamiento de un suelo estabilizado químicamente no reforzado y reforzado con fibras

Influence of key parameters of cyclic loading on the behaviour of chemically stabilized soil unreinforced and reinforced with fibres

J.A. Villarroel-Ortega, A.A.S. Correia, P.J. Venda Oliveira y L.J.L. Lemos

Aplicación de modelos geoestadísticos a datos de ensayos de cono dinámico DPSH Grizzly® realizados en suelos potencialmente licuables en el sector norte de la ciudad de Punta Arenas

Application of geostatistical models to dynamic cone tests DPSH Grizzly® data carried out in potentially liquefiable soils in the northern sector of Punta Arenas city

P. Villarroel y R. Carrasco

Caso de fundación profunda con pilotes prefabricados de hormigón armado y monitoreo mediante Pile Driving Analyzer PDA

Deep foundation with driven precast concrete piles and monitoring with Pile Driving Analyzer PDA

N. Tapia, M. Cuitiño y A. Guzmán

Efectos topográficos, de sitio e interacción estructura-suelo-estructura. Un caso de estudio

Topographical, site and structure-soil-structure interaction effects. A case of study

J. Sucasaca y E. Sáez

Evaluación numérica de la respuesta sísmica de estructuras fundadas en laderas

Numerical assessment of the seismic response of hillside buildings

M. Gómez, J. Vielma y E. Díaz-Segura

Estudio de la relación entre la reflexión de luz y el contenido de humedad superficial en muestras de relave utilizando imágenes hiperespectrales

Research of relationship between light reflectance and surface moisture content in tailings samples using hyperspectral images

M. Sánchez, G. Suazo y V. Araya

Aplicación de herramientas de monitoreo DinSAR de deformaciones para el estudio de fallas en depósitos de relaves

Application of InSAR deformation monitoring tools to study tailings dam failures

S. Olguín, V. Araya y G. Suazo

Escalamiento geométrico de la curva granulométrica de materiales granulares provenientes de actividades mineras

Geometric scaling of the granulometric curve of granular materials from mining activities

J. Sanabria y A. Jaime



SOENCO
SOLUCIONES GEOTÉCNICAS

Sosteniendo Desarrollo

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



• Jaime Repullo 326
• Talcahuano - CHILE

• +56 41 2139 231
• contacto@soenco.cl

• www.soenco.cl

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



SONDAJE DMT

MONITOREO IN SITU

SONDAJE CPTu

**SONDAJE DIAMANTINA
HQ/HQ3**

Consúltanos por tu proyecto
para evaluar alternativas



**PROFESIONALES
Y TÉCNICOS CALIFICADOS**

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

ENSAYOS IN-SITU

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





FERRARA

PROYECTOS ESPECIALES

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

Sus efectos para mitigación de licuación son:

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

Esta técnica tiene las siguientes ventajas:

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

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

SOMOS

EGSCIENCES
CONSULTORÍA

Ofrecemos a nuestros clientes
excelencia en servicios y
soluciones.



NUESTROS SERVICIOS

GEOTECNIA MINERA

OBRAS CIVILES

GEOCIENCIAS Y TOPOGRAFÍA

SOBRE NOSOTROS

EG-Sciences Spa es una empresa enfocada en proveer servicios de consultoría en ingeniería geotécnica y proyectos de ingeniería civil e industria minera, destacando también la experiencia en ensayos de laboratorio e in-situ, tanto para ensayos básicos como especiales en servicios de caracterización de suelos de fundación y compactación de rellenos.



+56941849593



info@egsciences.com



egsciences.com
eg-academic.com
eg-courses.com



SERVICIOS

Laboratorio de Ensayo de Rocas
Laboratorio de Preparación Mecánica
Monitoreo Ambiental
Mapeo Geológico y Geotécnico
Modelos Numéricos
Asistencia Operativa a la Geotecnia
Estudios de Geomecánica
Estudios de Prefactibilidad
Administración de Muestrera
Servicios Hidrogeológicos

PRODUCTOS

Syscom Instrument MR300C / MR3000BLA
Geófonos
Sistema de Trazabilidad
Cajas Conectoras
Instrumentación Geotécnica Soil
Tablets y Laptop RuggON

SOFTWARE

GBCloud
GConciliation
GBlast
JKSimblast



Chile
info@geoblast.cl / +562 2714 4200 / geoblast.cl

Perú
info@geoblast.pe / +519 4437 0449 / geoblast.pe

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

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

Dr. Oscar Link
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Arsenio Negro
Consultor independiente, São Paulo, Brasil
Dr. Giang Nguyen
The University of Adelaide, Australia
Dr. Ricardo Nicolau
Constructora Incolor S.A., Las Condes, Chile

Comité editorial

Dr. Giovanni Alvarado
AECOM Pty Ltd, Sydney, Australia
Dra. Luisa Equihua
Comisión Federal de Electricidad, México
Dr. Wagner Fleming
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dr. David Muriá
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Efraín Ovando
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Felipe Prada
Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia
Dr. Iván Salazar
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dra. Alejandra Stehr
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Tetsuo Tobita
Universidad de Kansai, Osaka, Japón
Dr. Ingo Weidlich
HafenCity University, Hamburgo, Alemania
Dr. Torsten Wichtmann
Ruhr University Bochum, Alemania
Dr. Patricio Winckler
Universidad de Valparaíso, Chile

Diseño y diagramación

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


Contacto y envío de artículos

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

Avisos comerciales y suscripciones

Dr. Claudio Oyarzo
coyarzov@ucsc.cl
56 41 234 5566
\$15.000 bianual (US\$30, €30, £20)
Estudiantes \$5.000 (US\$ 10, € 10, £ 7)
Valor ejemplar \$4.500 (US\$ 9, € 9, £ 6)
Consultar promociones y ofertas

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

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

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

 <http://apps.webofknowledge.com>

Definición de la Revista

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

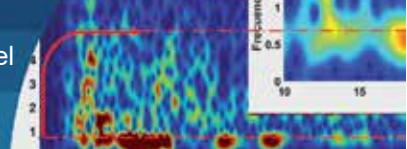
Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

Contenidos



- 6** Evolución de la degradación del suelo de Concepción para el terremoto de El Maule 2010
Soil degradation evolution in Concepción for the El Maule earthquake 2010
R. Ramos y G.R. Saragoni
- 16** Coeficientes sísmicos estáticos de diseño para estudios de estabilidad de tranques de relaves para terremotos subductivos intraplaca chilenos
Static seismic design coefficients for tailings dam stability studies for Chilean subductive intraplate earthquakes
R. Saragoni y B. Garrido
- 39** Efecto acoplado confinamiento-corte estático en la resistencia cíclica de arenas de relaves
Coupled effect of confining stress and static shear in cyclic resistance of tailing sands
M. Vargas y R. Verdugo
- 50** Influencia de parámetros claves de cargas cíclicas sobre el comportamiento de un suelo estabilizado químicamente no reforzado y reforzado con fibras
Influence of key parameters of cyclic loading on the behaviour of chemically stabilized soil unreinforced and reinforced with fibres
J.A. Villarroel-Ortega, A.A.S. Correia, P.J. Venda Oliveira y L.J.L. Lemos
- 74** Análisis de la variabilidad en la evaluación del potencial de licuación debida al uso de diferentes ensayos in situ, versiones del procedimiento simplificado y parámetros de entrada
Analysis of the variability in the assessment of the liquefaction potential due to the use of different in situ tests, versions of the simplified procedure and input parameters
N. Guerrero, F. Kuncar, C. Mancilla y O. Taiba
- 91** Aplicación de modelos geoestadísticos a datos de ensayos de cono dinámico DPSH Grizzly® realizados en suelos potencialmente licuables en el sector norte de la ciudad de Punta Arenas
Application of geostatistical models to dynamic cone tests DPSH Grizzly® data carried out in potentially liquefiable soils in the northern sector of Punta Arenas city
P. Villarroel y R. Carrasco
- 6** Caso de fundación profunda con pilotes prefabricados de hormigón armado y monitoreo mediante Pile Driving Analyzer PDA
Deep foundation with driven precast concrete piles and monitoring with Pile Driving Analyzer PDA
N. Tapia, M. Cuitiño y A. Guzmán
- 16** Efectos topográficos, de sitio e interacción estructura-suelo-estructura. Un caso de estudio
Topographical, site and structure-soil-structure interaction effects. A case of study
J. Sucasaca y E. Sáez
- 16** Evaluación numérica de la respuesta sísmica de estructuras fundadas en laderas
Numerical assessment of the seismic response of hillside buildings
M. Gómez, J. Vielma y E. Díaz-Segura
- 16** Estudio de la relación entre la reflexión de luz y el contenido de humedad superficial en muestras de relave utilizando imágenes hiperespectrales
Research of relationship between light reflectance and surface moisture content in tailings samples using hyperspectral images
M. Sánchez, G. Suazo y V. Araya
- 16** Aplicación de herramientas de monitoreo DinSAR de deformaciones para el estudio de fallas en depósitos de relaves
Application of InSAR deformation monitoring tools to study tailings dam failures
S. Olguín, V. Araya y G. Suazo
- 16** Escalamiento geométrico de la curva granulométrica de materiales granulares provenientes de actividades mineras
Geometric scaling of the granulometric curve of granular materials from mining activities
J. Sanabria y A. Jaime



Evolución de la degradación del suelo de Concepción para el terremoto de El Maule 2010

Soil degradation evolution in Concepción for the El Maule earthquake 2010

Fecha de entrega: 20 de enero 2022

Fecha de aceptación: 4 de abril 2022

Rubén Ramos y G. Rodolfo Saragoni

Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile, rubenramosalas@gmail.com, rsaragon@ing.uchile.cl

La amplificación dinámica lleva décadas de estudio. Por ejemplo, a raíz del terremoto de 1960 se caracterizó el suelo y amplificación de desplazamientos para Concepción (Poblete y Dobry, 1968). Sin embargo, el terremoto de El Maule del 2010 entregó sorpresivamente un espectro de dos picos para el sitio. El pico de periodos altos se atribuye al sitio, mientras que para periodos bajos a la fuente. El estudio de los registros de desplazamiento de las estaciones Concepción Centro y San Pedro de la Paz identifica dos pulsos (Ruiz y Saragoni, 2012). Las características de estos pulsos y sus frecuencias los relaciona principalmente con ondas superficiales tipo Love (Ramos, 2021). Los suelos de fundación de las estaciones conformados por arenas, cuyas deformaciones horizontales cíclicas permiten estimar su degradación de la rigidez; y teóricamente un aumento en sus periodos de vibrar. Esta predicción se valida al examinar los registros de desplazamiento y espectrogramas de aceleraciones para las estaciones. Las deformaciones y periodos varían sus magnitudes a lo largo del registro. Pudiéndose relacionar el periodo del suelo degradado en la fase fuerte del terremoto con el periodo medido por el método H/V. También puede entenderse el periodo estimado con la técnica de “Autocorrelograma” es un promedio de los anteriores (Sandoval y Saragoni, 2016). Esto da acceso a la evaluación del periodo del suelo en diversas fases o magnitudes de terremotos, útiles en los estudios de amenaza sísmica.

Palabras clave: amplificación dinámica, degradación del suelo, periodo, pulso, onda Love, terremoto El Maule 2010

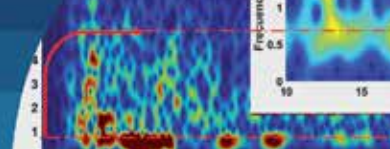
Dynamic amplification takes decades of study. For example, as a result of the 1960 earthquake, the soil and drift displacement amplification were characterized for Concepción city (Poblete and Dobry, 1968). However, the 2010 El Maule earthquake surprisingly delivered a two-peak spectrum for the site. The peak of high periods is attributed to the site, while for low periods to the source. The study of the displacement records of the Concepción Centro and San Pedro de la Paz stations identifies two pulses for this event (Ruiz and Saragoni, 2012). The characteristics of these pulses and their frequencies are related mainly to Love-type surface waves. The foundation soils of the stations are made up of sands, whose cyclical horizontal deformations allow estimating their rigidity degradation; and theoretically an increase in their vibrating periods. This prediction is validated by examining the shift registers and acceleration spectrograms for the stations. The deformations and periods vary their magnitudes throughout the record. The period of the degraded soil in the strong phase of the earthquake can be related to the period measured by the H/V method. The estimated period with the “Autocorrelogram” technique (Sandoval and Saragoni, 2016) can also be understood as an average of the previous ones. This gives access to evaluation of the period of the soil in different phases or magnitudes of earthquakes, useful in seismic hazard studies.

Keywords: dynamic amplification, soil degradation, period, pulse, Love wave, El Maule Earthquake 2010

Introducción

Los terremotos de Concepción y Valdivia, del 21 y 22 de mayo de 1960 respectivamente, mostraron que el efecto del

suelo era importante para la respuesta sísmica; esperándose amplificaciones importantes en suelos blandos. Esto llevó a estudios teóricos y experimentales para su cuantificación.



Es así como se realizó un modelo teórico para terremotos fuertes con la influencia del suelo del sitio (Arias y Petit Laurent, 1965), trabajo que permitió incluir este efecto en la norma de diseño sísmico de edificios NCh433 (1972); incluso antes que las normas norteamericanas. En lo práctico, se realizaron sondajes profundos en la ciudad de Concepción por parte de IDIEM para caracterizar los parámetros que definen la respuesta dinámica del suelo de la ciudad (Dobry 1966; Poblete y Dobry, 1968), con lo que se estaría preparado para futuras eventos sísmicos en la ciudad al poder estimar las amplificaciones del suelo.

Sin embargo, el terremoto de El Maule 2010 entregó sorpresas para la comunidad de ingeniería. Este sismo dejó, por primera vez a nivel mundial, un acelerograma de movimiento fuerte en zona epicentral de magnitud $M_w = 8.8$, de ahí la importancia de analizar este registro por sus múltiples lecciones para la práctica de la ingeniería. Primero, entrega un espectro de respuesta de aceleraciones con dos peaks para la ciudad de Concepción (Boroschek *et al.*, 2012), y también para San Pedro de la Paz en menor grado. En ambos casos el peak que se produce para los periodos altos está relacionado a efectos de sitio en su suelo de fundación, aunque los máximos se producen para periodos un poco superiores a los estimados para el sitio (IDIEM, 2012). En tanto el peak para periodos bajos ocurre exactamente para el mismo periodo en ambas estaciones, situación que confirma que se trata de una señal de la fuente sísmica o aspereza dominante (Saragoni y Ruiz, 2012).

Una segunda sorpresa del terremoto de El Maule se encuentra al revisar y comparar los registros de desplazamiento de las estaciones vecinas de Concepción y San Pedro de la Paz. En este registro se encuentran dos pulsos de desplazamiento para la componente N60°E, los que se producen simultáneamente y tienen igual amplitud (Saragoni y Ruiz, 2012), lo que indica señales que llegan al sitio desde la fuente sísmica, y no a amplificaciones que se produzcan en el sitio. Adicionalmente a esto, la amplitud espectral del primer peak (periodos cortos) se produce al instante de los pulsos. El estudio de su polarización de desplazamientos, así como la frecuencia en que se producen, permite relacionar estas señales con ondas superficiales tipo Love en el sitio. Mientras que el segundo peak espectral se produce en el intervalo de tiempo entre los dos pulsos identificados, y está más asociado a amplificación en el sitio, pero ello no responde todo.

Al estudiar los registros sísmicos y sus espectrogramas, estos dan cuenta de cambios en el periodo o rigidez del suelo producto de la amplitud de las deformaciones cíclicas durante las diferentes fases del terremoto.

En este trabajo se describe la relación del registro sísmico con las ondas superficiales tipo Love en el sitio. También muestra como varía el periodo con que vibró el sitio en ambas estaciones durante la evolución del terremoto. Finalmente, se asocian estos periodos con diferentes metodologías de medición como lo son H/V, o de estimación por “Autocorrelograma” del registro. De otra forma, es un inicio o llamado a una investigación mayor en este sentido.

Antecedentes de las estaciones

En la provincia de Concepción el terremoto de El Maule fue registrado por dos estaciones sismológicas, una en el centro de Concepción y la otra en la comuna de San Pedro de la Paz. Estas estaciones estaban separadas aproximadamente 5.6 kilómetros en una dirección cercana a la Este-Oeste.

La estación de Concepción centro estaba ubicada en el Colegio Inmaculada Concepción, en calle Aníbal Pinto 340, a un costado de la plaza de la Independencia (Coordenadas WGS84: 674009.87 m Este, 5922455.35 m Sur). No se contó con un sondaje del suelo precisamente en el lugar, pero sí uno distanciado cerca de 200 m en la calle Castellón, el que se considera representativo del sitio (coordenadas WGS84: 674171.69 m Este, 5922685.56 m Sur). La estratigrafía se resume en la Tabla 1, mientras que las velocidades de onda de corte V_s medidas en el sitio se muestran en la Tabla 2 (Poblete y Dobry, 1968). Según la caracterización estratigráfica, se considera una profundidad “deformable” de 117 m.

La estación de San Pedro de la Paz estaba ubicada en el Colegio Concepción, calle Los Acacios 107 de esa comuna (coordenadas WGS84: 668676.07 m Este, 5920719.02m Sur), y contaba con un sondaje en el mismo sitio. La estratigrafía para esta estación se resume en la Tabla 3, mientras que las velocidades de onda de corte V_s medidas en el sitio se muestran en la Tabla 4 (IDIEM, 2012). Según la caracterización estratigráfica se considera una profundidad “deformable” de 66.1 m.

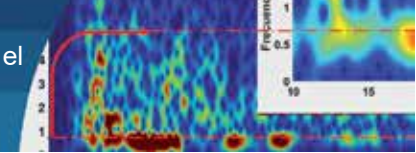


Tabla 1: Estratigrafía observada en sondaje estación Concepción Centro (Poblete y Dobry, 1968)

Horizonte	Cotas límite, m		Espesor, m	Descripción del material
	Inicial	Final		
H-1	0.00	0.80	0.80	Relleno de escombros.
H-2	0.80	3.50	2.70	Arena media a fina, limosa; suelta.
H-3	3.50	4.70	1.20	Arena media, algo limosa; muy compacta.
H-4	4.70	9.40	4.70	Arena fina a muy fina; compacidad media.
H-5	9.40	12.00	2.60	Limo arenoso, compacto.
H-6	12.00	24.90	12.90	Arena media, algo limosa; compacta.
H-7	24.90	27.50	2.60	Limo de alta compresibilidad, plástico, algo orgánico; consistencia media.
H-8	27.50	31.90	4.40	Arena muy fina, limosa; muy compacta (cementada?)
H-9	31.90	32.50	0.60	Limo muy consistente
H-10	32.50	34.40	1.90	Arena media, algo limosa; densa.
H-11	34.40	36.50	2.10	Arcilla de mediana plasticidad; consistencia media a alta
H-12	36.50	43.10	6.60	Limo arenoso y arena limosa; muy compacto (cementado?)
H-13	43.10	45.80	2.70	Limo de baja compresibilidad; muy consistente.
H-14	45.80	55.60	9.80	Arena fina interestratificada con limo; muy compacta
H-15	55.60	59.60	4.00	Limo arenoso
H-16	59.60	62.80	3.20	Limo de compresibilidad media, algo orgánico
H-17	62.80	66.10	3.30	Arena muy fina, limosa.
H-18	66.10	75.10	9.00	Limo arenoso y arena por capas; a 69.0 m limo muy blando
H-19	75.10	85.00	9.90	Limo de alta compresibilidad, inorgánico, plástico.
H-20	85.00	107.00	22.00	Horizonte interestratificado de arena fina Bío-Bío, gruesa cuarzosa y limo. Abundan los elementos minerales no Bío-Bío.
H-21	107.00	133.70	26.70	Ripio grueso y bolones predominantemente graníticos.
H-22	133.70			Muy probablemente roca granítica.

Tabla 2: Velocidades de ondas de corte (V_s) para la estación Concepción Centro (Poblete y Dobry, 1968)

Estrato	Cotas límite, m		V_s , m/s
	Inicial	Final	
H-2 a H-6	1.0	18.0	210.0
H-6	18.0	24.9	207.0
H-7 a H-10	24.9	34.4	348.0
H-11 a H-12	34.4	40.0	262.0
H-12 a H-13	40.0	45.8	264.0
H-14	45.8	51.0	267.0
H-14	51.0	55.6	314.0
H-15 a H-18	55.6	75.1	308.0
H-19	75.1	85.0	317.0
H-20	85.0	102.5	565.0
H-21	102.5	117.0	373.0

Tabla 3: Estratigrafía observada en sondaje estación San Pedro de la Paz (IDIEM, 2012)

Horizonte	Cotas límite, m		Espesor, m	Descripción del material
	Inicial	Final		
H-1	0.00	4.50	4.50	Arena limosa color negro, compacidad baja y humedad media. Presencia de gravas dispersas de cantos angulares, tamaño máximo 2".
H-2	4.50	25.50	21.00	Arcilla color café, consistencia alta, humedad alta y plasticidad baja. Presencia variable de gravas dispersas de cantos angulares, tamaño máximo 2".
H-3	25.50	66.10	40.60	Roca metamórfica color gris muy meteorizada. Presencia de incrustaciones de roca color blanco y arcillas.
H-4	66.10	80.75	14.65	Roca metamórfica color gris fracturada en distintos grados. Presencia de incrustaciones y vetillas de roca color blanco y arcillas muy consolidadas.

Tabla 4: Velocidades de ondas de corte (V_s) para estación San Pedro de la Paz (IDIEM, 2012)

Estrato	Cotas límite, m		V_s , m/s
	Inicial	Final	
H-1	0	4.5	370
H-2	4.5	25.5	370
H-3	25.5	66.1	560
H-4	66.1	80.75	1600

El periodo fundamental de un estrato puede ser calculado con la expresión de la ecuación (1).

$$T = \frac{4H}{V_s} \quad (1)$$

Para Concepción Centro, usando la velocidad de onda promedio ponderado de los estratos se obtiene un periodo de 1.40 s. El periodo estimado por el método de Nakamura, HVSR, es de 1.45 s para el mismo lugar (Leyton, 2019).

Por su parte para San Pedro de la Paz, la ecuación (1) estima un periodo de 0.45 ó 0.54 s, si se considera o no la roca metamórfica respectivamente. El método de Nakamura estima un periodo de 0.45 s para este sitio.

Como se muestra más adelante en este estudio, los periodos del suelo estimados por método de Nakamura son largamente superados en el sitio en la fase fuerte del terremoto.

Análisis de los registros sísmicos y contenido de frecuencias

Los registros del sismo de El Maule 2010 están disponibles para su estudio por la comunidad de ingeniería (Boroschek *et al.*, 2010). El presente estudio se concentra en la componente longitudinal del registro, es decir, la N60°E, que es la que contiene las señales sísmicas relacionadas con la directividad observada en el daño (Ramos, 2021; Ramos y Saragoni, 2020).

La Figura 1 muestra la componente N60°E de los registros de desplazamiento para las estaciones de Concepción Centro (azul) y San Pedro de la Paz (rojo), describiendo sus fases más importantes. En ella se aprecia con claridad la existencia de dos pulsos que se producen en el mismo tiempo del registro, y con similares amplitudes y duración (Saragoni y Ruiz, 2012). También se aprecia que pasado el primer pulso (16 a 25 s) los dos registros muestran una vibración impuesta de periodo cercano a 2.0 s, sobre una especie de pendiente creciente en el sentido positivo de los desplazamientos; y sobre la que el registro de San Pedro de la Paz se monta una vibración con un periodo aproximado a 0.7 s. Pasado el pulso 2 (32 a 45 s), este fenómeno de vibración impuesta se aprecia con menor nitidez.

Lo descrito anteriormente da cuenta de vibraciones forzadas, de ondas propagadas desde la fuente, que excitan



Figura 1: Registros de desplazamientos para Concepción y San Pedro, N60°E. Fases de importancia

el suelo de fundación de ambas estaciones. Los periodos de vibración del suelo son mayores a los estimados y medidos para las estaciones como se muestra en la Figura 2. Este aumento en el periodo puede ser entendido si se tiene en cuenta el cociente entre la amplitud de las deformaciones cíclicas del registro y la profundidad de los estratos, la que da cuenta de una importante degradación de la rigidez. Una constitutiva de degradación no lineal de rigidez (G) versus deformación (γ), entregaría una degradación baja antes del pulso, degradación entre 40 a 60% en la fase fuerte entre los 10 y 32 s considerando curvas constitutivas estándar de degradación, y finalmente recobraría rigidez pasada esta fase fuerte de grandes amplitudes. Estas degradaciones de rigidez de suelo se han evidenciado en otros terremotos (Archuleta *et al.*, 2000; Bonilla *et al.*, 2011 y 2021).

La reducción de rigidez es solamente una estimación, ya que no se cuenta con curvas específicas, claramente la desangulación y por tanto la degradación no es uniforme en la profundidad. Por lo anterior, es una simplificación que intenta explicar el fenómeno con un comportamiento promedio.

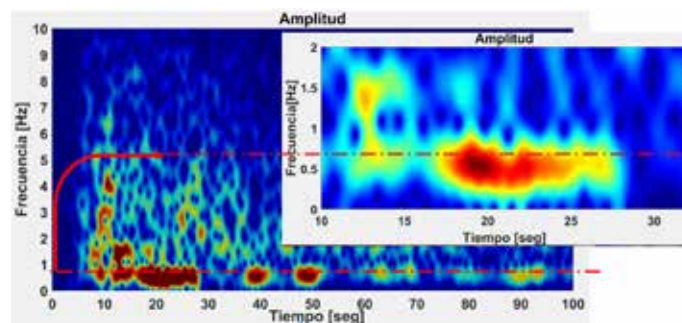
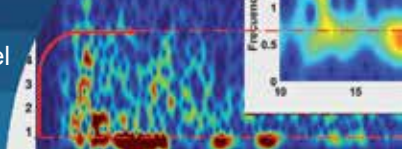


Figura 2: Espectrograma para el acelerograma de Concepción Centro. Componente N60°E. (La línea roja indica frecuencia teórica y de Nakamura)



La Figura 2 muestra el espectrograma para el acelerograma de Concepción Centro, componente N60°E, en la que se ve que en la fase inicial del registro el suelo vibra a un periodo cercano a 1.4 s predicho por Nakamura. Pero con la llegada del primer pulso este periodo crece alcanzando y manteniendo el valor cercano a 2.1 s en la fase de interpulsos.

Por otra parte, la Figura 3 muestra el espectrograma para el acelerograma de San Pedro de la Paz, donde se ve con claridad que durante la fase fuerte del registro el suelo vibró a un periodo aproximado de 0.75 s muy lejos de la predicción de Nakamura y teórico.

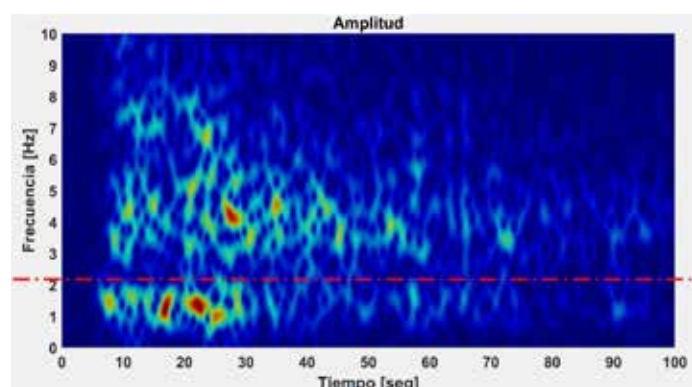


Figura 3: Espectrograma para el acelerograma de San Pedro de la Paz. Componente N60°E. (La línea roja indica periodo teórico y Nakamura)

Por lo tanto, la revisión de los espectros de desplazamiento y espectrogramas para las estaciones dan cuenta de periodos de vibración muy superiores a los predichos por la teoría y medidos por Nakamura. Las similitudes vistas en las estaciones para las amplitudes de vibraciones y periodos en que se producen dan cuenta de que son ondas que se propagan desde la fuente hasta el sitio de las estaciones. También la amplitud de las deformaciones cíclicas producidas durante la fase fuerte del terremoto muestra que debe existir una importante degradación en su rigidez, lo que explicaría el aumento de periodo.

Otro aspecto que resaltar es que los espectrogramas demuestran que las vibraciones del suelo no son aleatorias. Estas se producen en determinados rangos de frecuencias o periodos. También cabe señalar aquí que el lapso de tiempo desde el inicio del Pulso 1 al término del Pulso 2 da forma por completo al espectro de respuesta de aceleraciones para ambas estaciones (Ramos, 2021).

Relación con ondas Love del sitio

Para entender con claridad los efectos observados es importante aclarar sus causas. Para esto se describirá qué son los pulsos visualizados en el registro de respuesta. La Figura 4(a) muestra el odograma de los desplazamientos horizontales para las estaciones de Concepción Centro (azul) y San Pedro de la Paz (rojo), con filtro normal tipo Butterworth de orden 4, con pasa banda alta y baja en [0.05 y 25]Hz para ambos registros, para las componentes N60°E y N30°W durante el Pulso 1; en donde se aprecia un comportamiento temporal, polarización de desplazamientos en dirección N60°E y de amplitudes de deformaciones similares. Además, se marcan bucles en el odograma, los que ocurren el mismo instante del registro en ambas estaciones, y producen los máximos espectrales de los registros (Ramos, 2021).

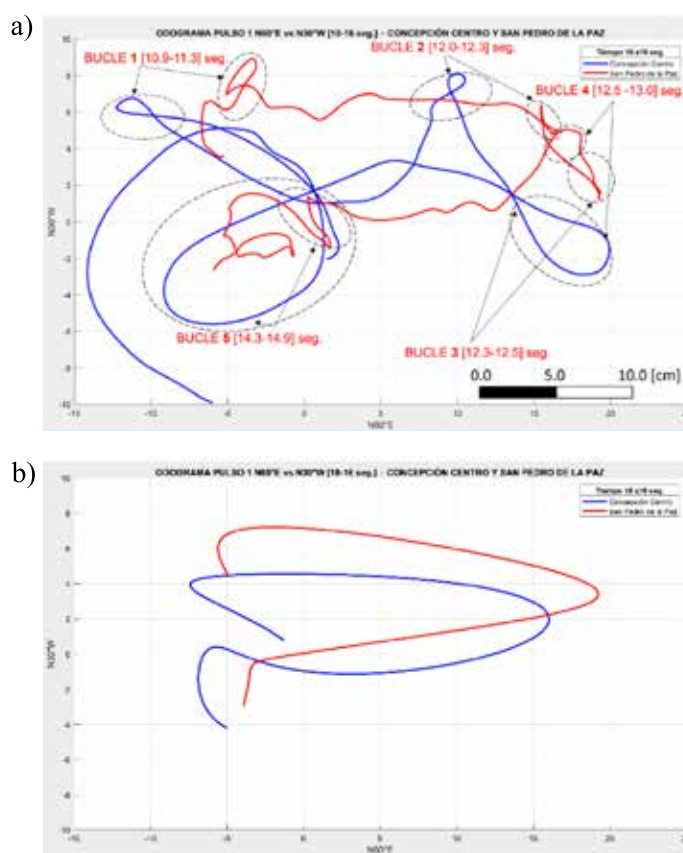


Figura 4: a) Odograma de deformaciones Concepción (azul) y San Pedro de la Paz (rojo). N60°E y N30°W y b) odograma de deformaciones Concepción (azul) y San Pedro de la Paz (rojo). N60°E y N30°W. Filtrado

Por su parte la Figura 4(b) muestra el mismo odograma con filtro tipo Butterworth de orden 3, con pasa banda alta y baja en [0.05 y 0.55]Hz para ambos registros, dejando fuera el efecto de los modos inferiores atribuibles al sitio. De esta manera se evidencia que la señal sísmica que llega en la ventana de tiempo del Pulso 1 es la misma para ambas estaciones, y dada su polarización corresponde a una onda superficial tipo Love con polarización horizontal N60°E. Entonces el pulso observado en ambos registros corresponde a la respuesta de ambos sitios a una misma señal sísmica. Este pulso tiene un periodo cercano a 6 s (0.167 Hz).

Dado que los pulsos son señales provenientes de la fuente, que los bucles se producen en el mismo instante y que las frecuencias o modos dominantes en espectros y espectrogramas ocurren de estos pulsos, más precisamente al tiempo de los bucles (Ramos, 2021), es que se pasa a investigar y proponer la posible causa de respuesta en esas frecuencias específicas. Para explicar la razón de que el espectrograma de la dirección horizontal N60°E muestra que los periodos o frecuencias del suelo se ubican en determinados campos o rangos, se recurre a la descripción de las ondas Love; dado que estas ondas se mueven polarizadas en dirección perpendicular y horizontal a la dirección de propagación del rayo sísmico. La ecuación (2) rige las frecuencias y velocidades de propagación de estas ondas.

$$\tan\left(\frac{\omega h}{V_{S1}} \sqrt{1 - \left(\frac{V_{S1}}{c}\right)^2}\right) - \frac{V_{S2}}{V_{S1}} \cdot \frac{\rho_2}{\rho_1} \sqrt{\frac{\left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^2 - \left(\frac{c}{V_{S1}}\right)^2}{\left(\frac{c}{V_{S1}}\right)^2 - 1}} = 0 \quad (2)$$

Donde h es la profundidad del estrato superior y superficial, V_{S1} es la velocidad de propagación de ondas de corte del estrato superior, V_{S2} es la velocidad de propagación onda de corte en el estrato inferior, ω es la frecuencia asociada al modo de onda Love y c es la velocidad de fase de la onda Love, la cual es función de ω .

La Figura 5 muestra la comparación entre las frecuencias de dispersión obtenidas mediante la técnica de espectrograma en comparación con las frecuencias de modos de onda Love para el sitio de Concepción Centro, aplicando la ecuación (2) a los parámetros para el suelo degradado del

sitio. También se observa que para los tiempos entre 0 y 10 s, así como para superiores a 60 s, el periodo del suelo es bastante similar al predicho por el método de Nakamura y otros métodos, de 1.40 s (0.71 Hz). Pero en la fase fuerte del terremoto, entre los 10 y 60 s, el periodo se encuentra en los 2 s (0.5 Hz).

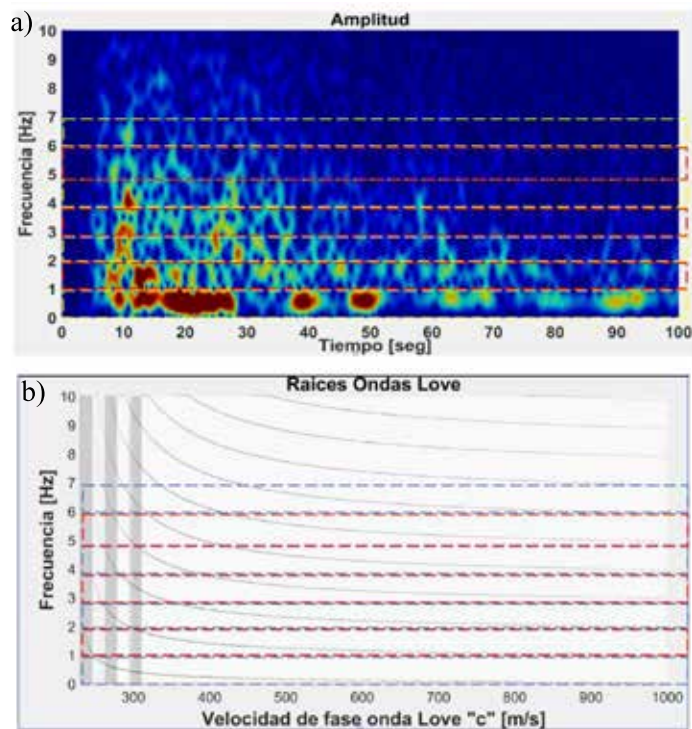


Figura 5: Comparación entre a) Espectrograma y b) modos de dispersión de onda Love para Concepción Centro. Componente N60°E. Las líneas segmentadas muestran los campos de frecuencia de modos de onda Love

La Figura 6 muestra la comparación entre las frecuencias del espectrograma en comparación con las frecuencias de modos de onda Love para el sitio de San Pedro de la Paz, aplicando la ecuación (2) a los parámetros para el suelo degradado en el sitio. También se observa que para los tiempos entre 0 y 10 s, así como para superiores a 60 s, el periodo del suelo es bastante similar al predicho por el método Nakamura y función de V_s de un valor cercano a 0.5 s (2 Hz). Pero en la fase fuerte del terremoto, entre los 10 y 60 s, el periodo se encuentra en los 0.7 s (1.4 Hz).

Cabe señalar que esto es una simplificación, dada la composición estratigráfica que requiere una modelación más rigurosa. No obstante, se estima como una buena estimación promedio de las frecuencias predominantes, las cuales se encuentran en el rango de modos de onda Love para el sitio.

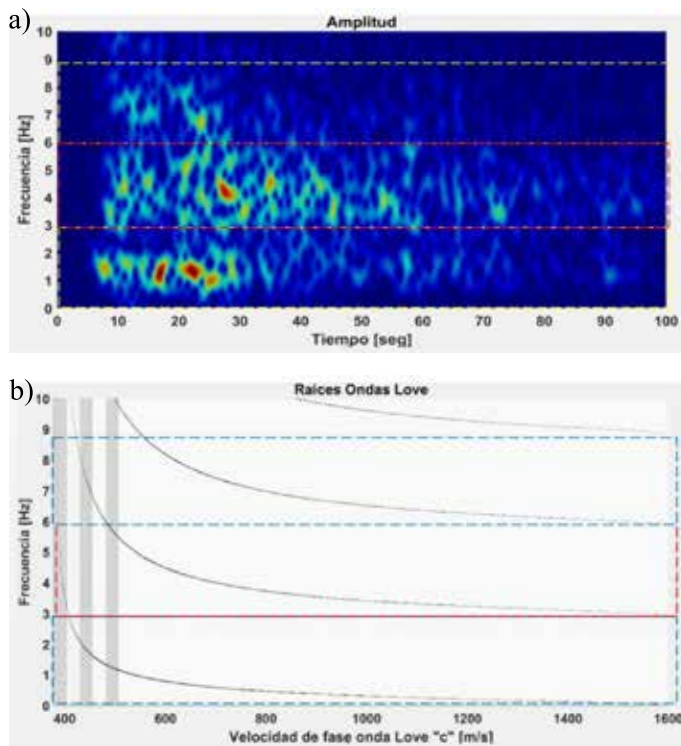
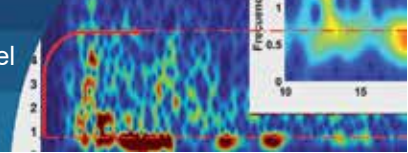


Figura 6: Comparación entre a) Espectrograma y b) modos de dispersión de onda Love para San Pedro de la Paz. Componente N60°E. Las líneas segmentadas muestran los campos de frecuencia de modos de onda Love

Por lo tanto, se observa y sugiere que los efectos observados en el registro de desplazamiento, así como en el espectrograma, son consecuencia de propagación de ondas en el sitio, dominadas durante el terremoto por ondas superficiales tipo Love para los sitios de las estaciones de Concepción Centro y San Pedro de la Paz. Entonces, la ecuación que describe este tipo de ondas es la que se debe usar para evaluar la amplificación en este caso. Esta sería la razón de porqué la técnica de amplificación dinámica no resulta precisa para el estudio de la magnitud en la amplitud de la amplificación. Las ondas de tipo Love corresponden a vibraciones forzadas dispersivas, las que se difuminan una vez superado el efecto causal, como se ve en el espectrograma. La metodología usada para el estudio de la amplificación dinámica está más bien asentada para vibraciones forzadas por ondas de corte que llegan verticalmente a la superficie durante todo el registro. Por lo que este estudio sugiere ampliar la investigación en esta dirección.

Comentario de la técnica de autocorrelograma

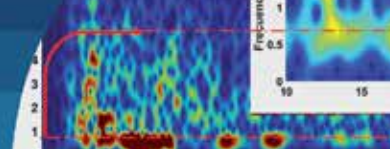
La técnica del autocorrelograma presenta una excelente técnica para obtener periodos y amortiguamientos del suelo (Sandoval *et al.*, 2016). Sin embargo, vale la pena precisar que esta técnica se usó para el registro completo, razón por la cual lo que se obtiene es el periodo promedio ponderado de todo el registro. A raíz de lo mostrado en el presente estudio notar que se debe segmentar el registro según la fase del movimiento y evaluar según cada uno de esos tramos, con lo que se puede obtener una medida del periodo en la respuesta al terremoto de acuerdo a las amplitudes de desplazamiento que esté desarrollando el sitio.

Conclusiones y comentarios

Se presenta evidencia que el periodo de vibración no permanece constante a través del tiempo en un terremoto fuerte. Este pasa de un comportamiento elástico, muy parecido al teórico o predicho por el método de Nakamura. Pero al aumentar la intensidad del terremoto, con las señales de pulsos energéticos desde la fuente, el suelo es sometido a grandes deformaciones cíclicas. Las grandes deformaciones traen consigo degradación de la rigidez del suelo, aumentando por lo mismo el periodo de vibración del suelo del sitio. Una vez que es superada la fase fuerte del sismo, las deformaciones bajan, lo que reduce nuevamente los periodos.

Entonces es necesario tener en cuenta el periodo degradado del suelo para estudios de amenaza sísmica, ya que estos serán los que estarán presentes para propagar ondas superficiales hacia las estructuras fundadas en ellos.

Las señales que llegan a las estructuras, según sugieren los espectrogramas y odogramas (normal y filtrado), corresponden a ondas superficiales forzadas por señales de la fuente. Para el sismo de El Maule éstas corresponderían a ondas de tipo Love para Concepción Centro y San Pedro de la Paz. Se entiende que esto se debe a su ubicación relativa en dirección y distancia de la asperidad sísmica. Entonces para estudios de amenaza sísmica es necesario describir la fuente sísmica y su ubicación relativa con el sitio para estimar el tipo de onda superficial que la afectará, sea esta onda Love, Rayleigh o una combinación de ellas.



Como se ha indicado en el presente estudio, existe una degradación del suelo que modifica el periodo. Pero también se indica claramente que es necesario hacer trabajos de investigación con metodologías más rigurosas para evaluarlo con precisión.

Referencias

- Archuleta, R.J., Bonilla, L.F. and Lavallee, D. (2000). Nonlinearity in observed and computed accelerograms. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, paper No. 1934
- Arias, A. y Petit Laurent, L. (1965). Un modelo teórico para los acelerogramas de temblores fuertes. *Revista del IDIEM* 4(1), 29-60
- Bonilla, L.F., Tsuda, K., Pulido, N., Régnier, J. and Laurendeau, A. (2011). Nonlinear site response evidence of K-NET and KiK-net records from the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. *Earth Planets Space* 63, 785-789
- Bonilla, L.F., Guéguen, P. and Gélis, C. (2021). Contribution of K-NET and KIK-NET data to the monitoring of nonlinear properties of the shallow crust. *6th IASPEI/IAEE International Symposium: The Effects of Surface Geology on Seismic Motion*. Kyoto, Japan
- Boroschek, R.L., Contreras, V., Kwak, D.Y. and Stewart, J.P. (2012). Strong ground motion attributes of the 2010 M_w 8.8 Maule, Chile, earthquake. *Earthquake Spectra* 28(1), 19-38
- Boroschek, R., Soto, P. y León, R. (2010). Registros del terremoto del Maule $M_w = 8.8$, 27 de febrero de 2010. Informe RENADIC 10/05, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Dobry, R. (1966). Plan de microrregionalización sísmica de Concepción. *Revista del IDIEM* 5(2), 147-149
- IDIEM (2012). Caracterización geotécnica de las estaciones de acelerógrafos de la Universidad de Chile. Santiago, Chile
- Leyton, F. (2019) Comunicación personal.
- NCh433 (1972). Diseño sísmico de edificios. INN, Santiago, Chile
- Poblete, M. y Dobry, R. (1968). Modelo dinámico del subsuelo de Concepción. *Revista del IDIEM* 7(3), 111-136
- Ramos, R. (2021). *Efecto de la directividad del terremoto de El Maule 2010 en el daño de la ciudad de Concepción*. Tesis de Magister, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Ramos, R. and Saragoni, R. (2020). Directivity evidence for the Concepcion city damage in the El Maule, Chile 2010 earthquake. *17th World Conference of Earthquake Engineering*, Sendai, Japan
- Sandoval, M., Saragoni, R. y Ruiz, S. (2016). Periodos y amortiguamientos viscosos del suelo de Concepción estimados de los acelerogramas del terremoto de El Maule, Chile 2010. *IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Valdivia, Chile
- Saragoni, R. y Ruiz, S. (2012). Implicaciones y nuevos desafíos de diseño sísmico de los acelerogramas del terremoto de 2010. En $M_w = 8.8$ *Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010*. Capítulo 6. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 127-146

Coeficientes sísmicos estáticos de diseño para estudios de estabilidad de tranques de relaves para terremotos subductivos intraplaca chilenos

Static seismic design coefficients for tailings dam stability studies for Chilean subductive intraplate earthquakes

Fecha de entrega: 31 de enero 2022

Fecha de aceptación: 11 de abril 2022

Rodolfo Saragoni^{1,2} y Bastián Garrido

¹Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile, rsaragon@ing.uchile.cl

²S y S Ingenieros Consultores LTDA., rsaragoni@syingen.cl, bgarrido@syingen.cl

El progresivo avance de modelos numéricos sofisticados para representar el comportamiento de tranques ha desplazado los análisis estáticos simplificados y ha entregado más credibilidad a los análisis dinámicos. Sin embargo, la normativa actual en Chile DS248 de SERNAGEOMIN que define los análisis necesarios para garantizar la estabilidad de estas estructuras aún requiere de ambos análisis. Cuando la fuente del terremoto de diseño es interplaca, las expresiones para determinar los coeficientes sísmicos estáticos han entregado resultados consistentes al determinar los factores de seguridad y comparar con análisis dinámicos, a diferencia de lo visto para el caso intraplaca donde los factores de seguridad han resultado más conservadores. En este trabajo se propone una nueva expresión diferente para terremotos intraplaca chilenos derivada sobre un concepto de iso potencial destructivo, que permite mejor coherencia entre ambos análisis.

The progressive advance of sophisticated numerical models to represent the behaviour of dams has displaced simplified static analyses and has given more credibility to dynamic analyses. However, the current Chilean regulation DS248 of SERNAGEOMIN that defines the necessary analyses to guarantee the stability of these structures still requires both analyses. When the source of the design earthquake is interplate, the expressions to determine the static seismic coefficients have given consistent results when determining the safety factors and comparing with dynamic analysis, unlike what has been seen for the intraplate case where the safety factors have been more conservative. In this work, a new different expression is proposed for Chilean intraplate earthquakes derived on a concept of iso destructive potential, which allows better coherence between both analyses.

Palabras clave: coeficiente sísmico, subducción, intraplaca, depósitos de relave, potencial destructivo

Keywords: seismic coefficient, subduction, intraplate, tailings dams, destructive potential

Introducción

El progresivo avance de modelos numéricos sofisticados para representar el comportamiento de tranques ha desplazado los análisis estáticos simplificados y ha entregado más credibilidad a los análisis dinámicos. Sin embargo, la normativa actual en Chile DS248 (2007) de SERNAGEOMIN que define los análisis necesarios para garantizar la estabilidad de estas estructuras aún requiere de ambos análisis.

Una expresión ampliamente usada (Barrera y Campaña, 2004) para determinar el coeficiente sísmico estático

horizontal para terremotos subductivos chilenos en los análisis de estabilidad es la propuesta por Saragoni (1993):

$$K_h = \begin{cases} 0.30 \frac{a_{\max}}{g} & a_{\max} \leq 660 \text{ gal} \\ 0.22 \sqrt[3]{\frac{a_{\max}}{g}} & a_{\max} > 660 \text{ gal} \end{cases} \quad (1)$$

Esta expresión fue adoptada del trabajo de Noda y Uwabe (1976) y se ha verificado su seguridad en el comportamiento de tranques de relaves durante los terremotos de El Maule 2010, $M_w = 8.8$ (Campaña *et al.*, 2016) y de Illapel 2015, $M_w = 8.3$.

$$P_D = \frac{\pi}{2g} \cdot \frac{\int_0^{P_D} a^2(t) dt}{v_0^2}$$

Esta fórmula ha sido consistente al comparar los análisis estáticos y dinámicos de presas de relaves para sismos interplaca (Gutiérrez, 2017). Sin embargo, para el caso intraplaca el análisis estático ha resultado ser mucho más conservador.

En este trabajo se hace un estudio de la base más completa a la fecha de los acelerogramas registrados de terremotos subductivos intraplaca de profundidad intermedia en Chile. Una base de estas características es, en general, muy difícil de obtener para un país en particular, por lo que este estudio representa un importante avance a nivel nacional, con las limitaciones propias de este tipo de estudios.

Esta base de datos se emplea para derivar una nueva fórmula de coeficientes sísmicos estáticos K_H para terremotos intraplaca para el diseño de obras geotécnicas por el método de equilibrio límite y sus correspondientes coeficientes de seguridad. Los nuevos coeficientes estáticos están derivados sobre un concepto iso potencial destructivo entre terremotos interplaca e intraplaca, vale decir, igualdad de capacidad de daño (Saragoni, 2014).

Procesamiento de datos Intraplaca

Se ha considerado la base de datos presentada en el Anexo A de la tesis de Idini (2016) por ser la más completa sobre acelerogramas subductivos intraplaca de profundidad intermedia para Chile. Se analizaron 445 estaciones que corresponden a 1335 acelerogramas, de estas estaciones 345 corresponden a suelo duro y 100 a roca dura.

Para cada registro se indicó la magnitud del evento intraplaca de profundidad intermedia, la distancias epicentral e hipocentral de la estación acelerográfica, la dirección de la componente y los valores correspondientes de cada acelerograma de su aceleración máxima (PGA), intensidad de Arias (I_A), su duración de movimiento fuerte (Δt_s), intensidad de cruces por cero por segundo (v_0) y su potencial destructivo (P_D).

Para la duración de movimiento fuerte se determinó de acuerdo con el método $\alpha \beta \gamma$ de Caracterización de Movimientos Sísmicos y se comparó con los valores esperados de diferentes intervalos de la intensidad de Arias (Céspedes, 2017).

En general los valores de los potenciales destructivos P_D son muy inferiores a 4 cm-s que corresponde al inicio de daño de los acelerogramas (Saragoni *et al.*, 1989), con la excepción del registro obtenido en la estación Pica para el terremoto de Tarapacá 2005, $M_w = 7.8$, con $P_D = 13$ cm-s que corresponde a un terremoto fuerte con daño (Tabla 1).

Los valores promedio de v_0 son generalmente altos, del orden de $v_0 = 17.78$ cruces/s para roca dura y $v_0 = 16.41$ cruces/s para suelo duro, lo que es una diferencia menor. Sus duraciones de movimiento fuerte son 13.51 s para roca dura y 13.92 s para suelo duro. Sin embargo, la intensidad de cruces por cero de los registros de Pica para el terremoto de Tarapacá de máximo P_D son 12.21 cruces/s y 13.45 cruces/s, respectivamente.

Considerando que el registro de Pica 2005 corresponde a un terremoto intraplaca de magnitud $M_w = 7.8$, se considerarán sus valores de v_0 y duración de movimiento fuerte para obtener los valores de los coeficientes sísmicos estáticos para terremotos intraplaca chilenos.

Iso Potencial Destructivo Método Alfa, Beta, Gama de Caracterización de Movimientos Sísmicos

Considerando los registros de aceleraciones de un terremoto como muestras de un proceso estocástico no-estacionario, puede demostrarse que la función cuadrática de aceleraciones del proceso tiende a una función Chi-cuadrado (Saragoni y Hart, 1974; Saragoni, 1976a,b):

$$E\{a^2(t)\} = \beta e^{-\alpha t} \gamma \quad (2)$$

Tabla 1: Registros seleccionados Intraplaca de profundidad intermedia $P_D > 4$ cm-s.

Evento	Mag	Estación	Epicentro km	Hipocentro km	Componente	PGA cm/s/s	I_A cm/s	Δt_s s	v_0 cruces/s	P_D cm-s
050613244	7.8	PICA	56.42	119.64	Este-Oeste	725.75	2029.53	15.97	12.21	13.60
050613244	7.8	PICA	56.42	119.64	Norte-Sur	568.08	1422.81	14.88	13.44	7.87

$$P_D = \frac{\pi}{2g} \cdot \frac{\int_0^{t_0} a^2(t) dt}{v_0^2}$$

donde $E\{\cdot\}$ es el valor esperado, $a(t)$ es la aceleración del suelo, t es el tiempo, β es el parámetro de intensidad, α y γ son parámetros de forma.

La función Chi-cuadrado de la expresión (2), se caracteriza por tener dos puntos de inflexión que ocurren en los tiempos:

$$t_1^* = \frac{\gamma - \sqrt{\gamma}}{\alpha} ; \gamma \geq 1 \quad (3)$$

$$t_2^* = \frac{\gamma + \sqrt{\gamma}}{\alpha} \quad (4)$$

El intervalo que media entre estos dos puntos de inflexión corresponde aproximadamente a la duración de movimiento fuerte Δt_s del terremoto,

$$\Delta t_s = \frac{2\sqrt{\gamma}}{\alpha} ; \gamma \geq 1 \quad (5)$$

La determinación de los parámetros se puede despejar al considerar los momentos de orden 0, 1 y 2 de la ecuación (2), es decir:

$$m_0 = \int_0^\infty E\{a^2(t)\} dt = \beta \frac{\Gamma(\gamma+1)}{\alpha^{\gamma+1}} \quad (6)$$

$$m_1 = \int_0^\infty t E\{a^2(t)\} dt = \beta \frac{\Gamma(\gamma+2)}{\alpha^{\gamma+2}} \quad (7)$$

$$m_2 = \int_0^\infty t^2 E\{a^2(t)\} dt = \beta \frac{\Gamma(\gamma+3)}{\alpha^{\gamma+3}} \quad (8)$$

Al dividir las expresiones (7) y (8) por (6) se obtiene:

$$\frac{\gamma+1}{\alpha} = \frac{m_1}{m_0} \quad (9)$$

$$\frac{\gamma+2}{\alpha} \frac{\gamma+1}{\alpha} = \frac{m_2}{m_0} \quad (10)$$

Lo que permite determinar α y γ , y a su vez Δt_s .

Potencial destructivo

Es una medida instrumental de intensidad sísmica basada en la ductilidad esperada de un oscilador elastoplástico de un grado de libertad, definido por Araya y Saragoni (1984). Este método está basado en la acumulación de deformaciones no lineales sufrida por estructuras. El

potencial destructivo se define considerando un proceso no estacionario de aceleraciones y la intensidad de cruces por cero de este proceso según la expresión (11):

$$P_D = \frac{\pi}{2g} \cdot \frac{\int_0^{t_0} a^2(t) dt}{v_0^2} \quad (11)$$

donde t_0 es la duración total del acelerograma, v_0 es la intensidad de cruces por cero por segundo y g es la aceleración de gravedad.

En el trabajo de Saragoni (1981) se detalla la metodología que permite homologar aceleraciones efectivas entre terremotos de diferentes fuentes (en ese caso entre sismos superficiales y subductivos), bajo el concepto de iso potencial destructivo, en el trabajo se usa una versión genérica del potencial destructivo formalizada posteriormente.

En el presente trabajo se utiliza la misma metodología para efectuar la conversión entre sismos interplaca e intraplaca. La expresión (12) muestra los parámetros requeridos para la conversión.

$$a_{\max \text{ efect interplaca}} = a_{\max \text{ efect intraplaca}} \left(\frac{\Delta t_{S \text{ intraplaca}}}{\Delta t_{S \text{ interplaca}}} \right)^{0.5} \left(\frac{v_{0 \text{ interplaca}}}{v_{0 \text{ intraplaca}}} \right) \quad (12)$$

Donde $a_{\max \text{ efect}}$ corresponde al valor esperado de la aceleración máxima efectiva, Δt_s es la duración del movimiento fuerte y v_0 es la intensidad de cruces por cero por segundo. La expresión (12) se obtiene al igualar el potencial destructivo de sismos interplaca e intraplaca.

Análisis de resultados

Se determinó que el factor de conversión entre sismos intraplaca a interplaca es de 0.67, para tener el mismo potencial destructivo, con lo que se obtiene la expresión (13) para sismos intraplaca:

$$K_h = \begin{cases} 0.21 \frac{a_{\max}}{g} & a_{\max} \leq 980.6 \text{ gal} = 1g \\ 0.21 \sqrt[3]{\frac{a_{\max}}{g}} & a_{\max} > 1g \end{cases} \quad (13)$$

Este resultado se obtiene al ajustar la expresión (1) de acuerdo con (12).

$$P_D = \frac{\pi}{2g} \cdot \frac{\int_0^T a^-(t) dt}{v_0^2}$$

Conclusiones

Se ha propuesto una nueva fórmula para estimar el coeficiente sísmico horizontal para terremotos chilenos subductivos intraplaca de profundidad intermedia, lo que permite separarla de la fórmula más tradicional derivada para terremotos interplaca. Con ello se logra obtener resultados más consistentes entre análisis de estabilidad estático y análisis tiempo historia, así como diseños sísmicos más económicos.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la División Andina de CODELCO por autorizar publicar estos resultados que forman parte de un estudio realizado para la Vicepresidencia de Proyectos.

Referencias

- Araya, R. and Saragoni, G.R. (1984). Earthquake accelerogram destructiveness potential factor. *Eight World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, USA, vol. 2, 835-842
- Barrera, S. y Campaña, J. (2004). Análisis de estabilidad de presas de relaves. *Práctica Chilena. V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Universidad de Chile y SOCHIGE, Santiago, Chile
- Campaña, J., Bard, E., Cano, C. y Valenzuela, L. (2016). Registro sísmico en depósito de relaves. *IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Universidad Austral y SOCHIGE, Valdivia, Chile, artículo A167
- Céspedes, M.S. (2017). *Curvas de atenuación de parámetros sísmicos de registros de movimiento fuerte en Chile*. Memoria de Ingeniera Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- DS248 (2007). Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves. Decreto Supremo, Ministerio de Minería, Servicio Nacional de Geología y Minería SERNAGEOMIN, Santiago, Chile
- Gutiérrez, F. (2017). *Evaluación de herramientas para el análisis de estabilidad física de una presa de relaves espesados*. Memoria de Ingeniero Civil de Minas, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Idini, B. (2016). *Curvas de atenuación para terremotos intraplaca e interplaca en la zona de subducción chilena*. Tesis de Magister Ingeniería Sísmica, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Noda, S. and Uwabe, T. (1976). Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quay wall. *6th World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India, vol. 2, 1963-1968
- Saragoni, G.R. (2014). Earthquake performance design of dams using destructiveness potential factor. In *Earthquake Geotechnical Engineering Design. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, M. Maugeri, C. Soccodato (eds.), Springer, Cham, Switzerland, vol. 28, 181-192
- Saragoni, G.R. (1993). Análisis del riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso. *6^{as} Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Universidad de Chile y ACHISINA, Santiago, Chile, vol. 2, 165-178
- Saragoni, G.R. (1981). Influencia de la aceleración máxima, duración y contenido de frecuencia en los daños producidos por terremotos. *Boletín de Información del Laboratorio Carreteras y Geotecnia* **144**, 15-32
- Saragoni, G.R. (1976a). The $\alpha \beta \gamma$ method for the characterization of earthquake accelerograms. *6th World Conference on Earthquake Engineering*. New Delhi, India, vol. 1, 357-364
- Saragoni, G.R. (1976b). El método $\alpha \beta \gamma$ para la caracterización de movimientos sísmicos. *2^{as} Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Santiago, Chile
- Saragoni, G.R. and Hart, G.C. (1974). Simulation of artificial earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **2**(3), 249 – 267
- Saragoni, G.R., Holmberg, A. y Sáez, A. (1989). Potencial destructivo y destructividad del terremoto de Chile de 1985. *5^{tas} Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Santiago, Chile, vol. 1, 369-378



Efecto acoplado confinamiento-corte estático en la resistencia cíclica de arenas de relaves

Coupled effect of confining stress and static shear in cyclic resistance of tailing sands

Fecha de entrega: 21 de enero 2022

Fecha de aceptación: 6 de abril 2022

Marcelo Vargas¹ y Ramón Verdugo²

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile, marcelovargas@gmail.com

² CMGI, Santiago, Chile, rverdugo@cmgi.cl

Los altos niveles de producción de cobre en la actualidad generan cantidades importantes de desechos llamados relaves, lo que obliga al estudio de su comportamiento de manera de asegurar la estabilidad mecánica de las presas. En este contexto, es de gran importancia estudiar la resistencia de los relaves frente al fenómeno de licuación. Diversos estudios han mostrado que el nivel de presión de confinamiento afecta la resistencia cíclica de arenas, proponiéndose el factor de corrección K_σ . Análogamente, se ha observado que el corte estático inicial también afecta la resistencia cíclica, por lo que se ha introducido el factor de corrección K_α . Sin embargo, el efecto acoplado de ambas variables, que corresponde a la condición real de terreno, no ha sido debidamente investigado para arenas de relaves. Mediante ensayos triaxiales cíclicos no drenados consolidados tanto isotrópicamente como anisotrópicamente, en este trabajo se ha estudiado el efecto conjunto de ambas variables en la resistencia cíclica de este material, para distintos niveles de densidad relativa inicial. Los resultados obtenidos del efecto acoplado se han resumido a través del parámetro $K_{\sigma\alpha}$.

Palabras clave: licuación, presión de confinamiento, corte estático, arenas de relaves

Nowadays, the high levels of copper production generates significant amounts of waste called tailings. In response to the latter, there is an increased need to understand the tailings behaviour in order to ensure the mechanical stability of dams. In this context, it is of great importance to study the resistance of tailings against the liquefaction phenomenon. Several studies have shown that the level of confining pressure affects the cyclic resistance of sands, proposing the correction factor K_σ . Similarly, it has been observed that the initial static shear stress also affects the cyclic strength, so the correction factor K_α has been introduced. However, the coupled effect of both variables, which corresponds to the real ground condition, has not been properly investigated for tailings sands. By means of undrained cyclic triaxial tests consolidated both isotropically and anisotropically, in this work the joint effect of both variables on the cyclic resistance of this material has been studied, for different levels of initial relative density. The results obtained from the coupled effect have been condensed through the parameter $K_{\sigma\alpha}$.

Keywords: liquefaction, confining stress, static shear stress, tailings sands

Introducción

El estudio del desempeño de materiales granulares no cohesivos ante sollicitaciones cíclicas ha sido abordado en numerosas investigaciones, utilizándose enfoques experimentales tanto de laboratorio como de terreno para interpretar el comportamiento del suelo durante eventos sísmicos. En este ámbito, la licuación de arenas es un tópico que ha llamado el interés entre los investigadores,

a raíz de las interrogantes que aún se generan y de los enormes daños que se han generado por este fenómeno en diversos terremotos a lo largo de la historia.

El trabajo pionero de Seed (1983), en el cual se propuso el conocido método simplificado para la evaluación del potencial de licuefacción de arenas saturadas, reconoció la importancia de dos variables que afectan de manera significativa la resistencia cíclica de arenas ante sollicitaciones de carácter sísmico. Estas variables

corresponden a la presión de confinamiento (σ'_o) y al corte estático inicial, representado por el parámetro α ($\alpha = \tau_{est} / \sigma'_o$, siendo τ_{est} el corte estático inicial). Consecuentemente, el método se basa en un estado a presión de confinamiento de 1 kg/cm^2 y sin corte estático inicial ($\alpha = 0$), y se propuso corregirlo a partir de la utilización de factores multiplicativos que condensan el efecto de ambas variables por separado. Dichos factores fueron denominados K_σ , para corregir por presión de confinamiento, y K_α , para corregir por corte estático inicial. Es necesario indicar que los factores anteriores son influenciados por la densidad relativa del suelo, por lo que es pertinente pensar la problemática de la licuación de arenas como un efecto conjunto de todas estas variables.

En términos experimentales, los efectos que poseen en la resistencia cíclica, la densidad relativa, la presión de confinamiento y el corte estático inicial, han sido estudiados profusamente para materiales granulares naturales. Para el caso de la densidad relativa, los resultados han sido concluyentes, ya que muestran que un aumento en su valor genera un aumento de la resistencia cíclica, considerando el resto de las variables constante. Sin embargo, para el caso de la presión de confinamiento y corte estático inicial los resultados no han sido del todo claros, ya que el efecto puede variar profundamente dependiendo del estado inicial del suelo en el espacio q - p '- e (esfuerzo de corte, presión media efectiva, índice de vacíos). En las Figuras 1(a) y 1(b) se indican los elementos de suelos A, B y C para dos situaciones distintas de estados tensionales. La primera de ellas corresponde al caso simplificado de una presa (Figura 1(a)) y la segunda para el caso simplificado del terreno de fundación bajo una estructura (Figura 1(b)).

En las situaciones ejemplificadas en las Figuras 1(a) y 1(b), se observa que en el punto A existe corte estático en el elemento de suelo dado su cercanía con la superficie del talud, o producto de las tensiones inducidas por la estructura existente. Para el caso de los puntos B y C no se debe considerar la presencia de corte estático ya que se encuentran bajo el eje de simetría de la presa y de la estructura. Sin embargo, para el punto C se debe considerar un valor importante de presión de confinamiento dado que se encuentra a mayor profundidad. La información anterior nos permite concluir que un suelo puede estar sometido a estados tensionales muy diferentes, los cuales afectan su respuesta cíclica.

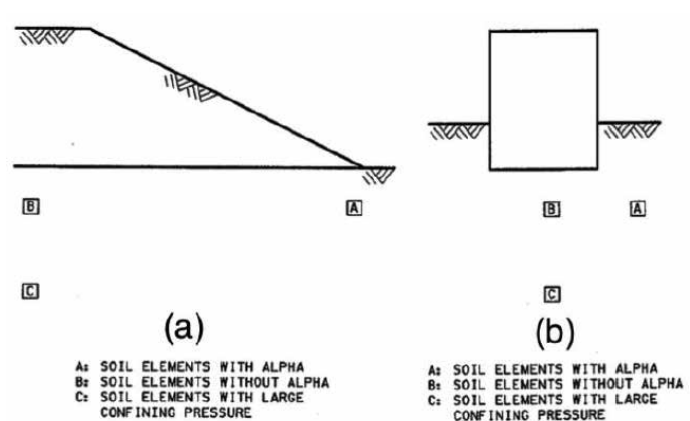


Figura 1: Elementos de suelo bajo: (a) terraplén y (b) estructura (Pillai, 1991)

Contexto minero – depósitos de relaves

En el ámbito de la minería, la explotación del mineral trae consigo una generación importante de material de desecho, el cual debe ser depositado en sectores específicos denominados “tranques de relaves”. Dichas estructuras de tierra pueden llegar a tener dimensiones considerables y por ende taludes importantes, lo que origina que la relación entre la presión de confinamiento y el corte estático inicial sea relevante en los estados tensionales en terreno. Dada la gran producción de cobre en Chile, sumado a la activa sismicidad, es posible señalar que es de vital importancia el estudio del comportamiento cíclico de las arenas de relaves (Verdugo, 2009).

Para el caso del efecto de la presión de confinamiento, a partir de muchas investigaciones experimentales que se han llevado a cabo para distintas arenas naturales, se ha llegado a la conclusión de que la presión de confinamiento tiende a reducir la resistencia cíclica, para un mismo nivel de densidad relativa. El aumento en la presión de confinamiento posee un efecto supresor en la dilatancia y, por ende, se traduce en un incremento de la contractividad del material, es decir, el efecto en la resistencia cíclica de la presión de consolidación y la densidad relativa de una arena está relacionado con la posición relativa que tiene su estado inicial con respecto a la línea de estado último. Se presenta en la Figura 2 una recopilación de la variación de K_σ determinada por diversos investigadores en estudios sobre arena de relaves, junto a la curva de Seed y Harder (1990) para arenas naturales. De dicha figura se puede observar que los resultados para arena de relaves muestran un decrecimiento menor del factor K_σ producto



de la presión de confinamiento, en comparación con lo estipulado para arenas naturales en el rango de presiones de 0 hasta 10 kg/cm².

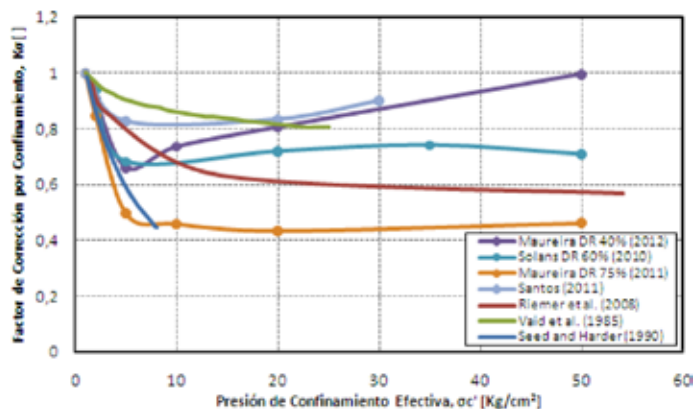


Figura 2: Recopilación de curvas de K_{σ} versus presión de confinamiento efectiva para arenas de relaves.

Lo anterior recalca la razón de porqué es necesario estudiar la arena de relaves en profundidad, ya que las presiones de confinamiento en los proyectos que involucran este material son mayores a las que han sido utilizadas para la determinación de las curvas de arenas naturales (10 kg/cm²). Esto significa que extrapolaciones a partir de ellas originarían diseños no óptimos. Además, es necesario tener en consideración la clara dependencia del factor K_{σ} respecto de la densidad relativa a la cual se está evaluando, argumento que supedita enormemente los valores a utilizar para el diseño de cualquier obra en ingeniería.

Respecto al efecto que posee el corte estático inicial en la resistencia cíclica, muchas investigaciones han sido llevadas a cabo a lo largo de los años buscando caracterizar el papel que juega esta variable de estado, sin embargo, las conclusiones a las cuales se han llegado han sido en gran medida contradictorias. Lee y Seed (1967) concluyeron que a mayor valor del corte estático inicial en un plano con una presión normal dada, mayor es el número de ciclos necesarios para alcanzar cierto nivel de deformación determinada. En contraste a estas conclusiones, Castro y Poulos (1977) concluyeron que el incremento del esfuerzo de corte máximo motiva un aumento de la deformación axial, debido a que el estado tensional al que se somete a la muestra se encuentra más cerca de la superficie de falla. En esa misma línea, otros investigadores para muestras de arena sueltas, han obtenido conclusiones que también

discrepan de las postuladas por Lee y Seed (1967). Destacar además que, en general, la evidencia bibliográfica del efecto del corte estático se enfoca principalmente en el estudio del comportamiento de arenas naturales.

En la Figura 3 se presenta una recopilación de curvas de K_{α} determinadas por Corral (2008) y Asenjo (2010) para una arena de relaves similar a la de este estudio y Santos (2011) en *slurry* de arenas de la misma naturaleza. De dicha figura se puede observar que los resultados para arena de relaves muestran cierta dispersión, pero mantienen en esencia la misma tendencia. Para el caso de muestras sueltas, Corral postula que el factor K_{α} aumenta hasta cierto valor del corte estático, para luego disminuir con incrementos de dicha variable. Para el caso de muestras densas, tanto los resultados de Corral como los de Asenjo muestran un continuo incremento del factor K_{α} con el aumento del corte estático inicial, y la curva propuesta por Santos, para valores del parámetro α hasta 0.20, también exhibe dicha tendencia.

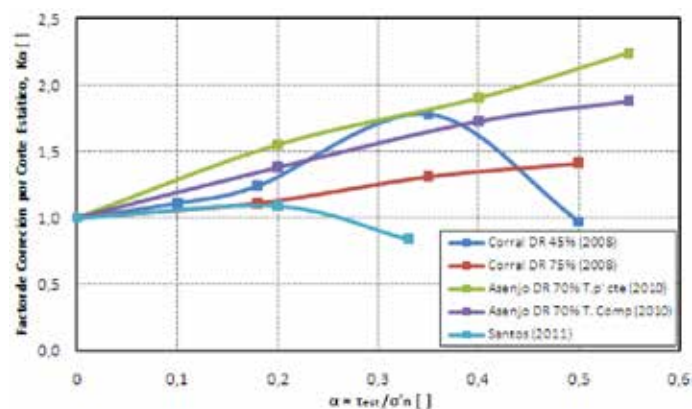


Figura 3: Recopilación de curvas de K_{α} respecto al corte estático para arenas de relaves.

Es muy importante consignar que los esfuerzos que han realizado distintas investigaciones experimentales en esta materia han apuntado a estudiar la variación de K_{σ} y K_{α} por separado y, con ello, representar distintas situaciones que podrían existir en terreno. Sin embargo, es pertinente destacar que la utilización de forma separada, o desacoplada, de los factores de corrección propuestos por Seed (1983), arrojan resultados que difieren de pruebas experimentales en arenas naturales donde se considera la presencia de ambas variables como condiciones iniciales de ensayo (Vaid *et al.*, 2001). Lo anterior trae como conclusión la posibilidad de que el efecto de ambas



variables no se encuentre debidamente representado por los factores existentes y que más bien corresponda a un efecto acoplado entre ellas, el que podría ser condensado en un factor único que se ha denominado K_{σ} .

Material utilizado y programa de ensayos

La arena de relaves utilizada posee un contenido de finos no plásticos de 23%, tamaño medio $D_{50} = 0.148$ mm, coeficiente de uniformidad $C_u = 5.72$ y coeficiente de curvatura $C_c = 1.3$. El índice de vacíos máximo obtenido fue $e_{\max} = 1.111$ y el índice de vacíos mínimo $e_{\min} = 0.462$; la gravedad específica corresponde a un valor de $G_s = 2.77$. El programa de ensayos estipulado consistió en un total de 139 ensayos triaxiales, los que se distribuyeron en 26 ensayos triaxiales monótonos no drenados, 108 triaxiales cíclicos no drenados y 5 consolidaciones isotrópicas. Se utilizaron 3 densidades relativas de confección de probetas (40%, 60% y 75%) y 4 presiones medias efectivas distintas (1, 5, 10 y 15 kg/cm²). Las muestras fueron preparadas bajo el método de compactación húmeda (*moist tamping*). La condición anisótropa de tensiones iniciales para el caso de ensayos con corte estático fue alcanzada en dos etapas. La primera fase correspondió a una consolidación isotrópica hasta un valor de presión media efectiva determinada, luego en una segunda fase se alcanzó el estado inicial de ensayo mediante una trayectoria triaxial drenada. Los niveles de corte estático utilizado se establecen a través de la relación $\eta = q_{est}/p'_0$, los valores corresponden a η igual a 0.30 y 0.45, que en término de K_c es igual a 1.75 y 2.29 ($K_c = \sigma'_1/\sigma'_3$), y en función de α es igual a 0.27 y 0.39 ($\alpha = q_{est}/\sigma'_0$) respectivamente (Vargas, 2015).

Resistencia cíclica no drenada de arena de relaves

De las Figuras 4(a) a 4(c) se puede observar el efecto que tiene la presión de confinamiento en la resistencia cíclica de la arena de relaves a distintos niveles de densidad, observándose que tanto para los casos con $DR_i = 75\%$ y con $DR_i = 60\%$, la resistencia cíclica disminuye al incrementar la presión media efectiva de consolidación. Lo anterior se debe a que a medida que aumenta la presión de confinamiento el comportamiento de las muestras se torna gradualmente más contractivo y, por ende, la resistencia cíclica progresivamente disminuye.

Por otra parte, para $DR_i = 40\%$ se origina un fenómeno diferente al anteriormente descrito, dado que luego de una reducción de la resistencia cíclica al aumentar la presión de confinamiento de 1 kg/cm² hasta 5 kg/cm², existe un aumento de la razón de tensiones cíclicas al incrementar la presión media efectiva. Esto último encuentra respuesta en la alta compresibilidad que exhiben las arenas de relaves en sus estados de densidades más bajas. El efecto beneficioso de la densificación del esqueleto de suelo en la resistencia cíclica tiene mayor preponderancia, que el aumento del comportamiento contractivo de las muestras producto del alza en la presión de confinamiento.

Cabe destacar que en las Figuras 4(a) a 4(c) se incorporan los resultados obtenidos por Corral (2008), Solans (2010) y Maureira (2012) con el fin de complementar la información para los ensayos con presión media efectiva de 1 kg/cm².

Respecto al efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica, en las Figuras 5, 6 y 7 se entregan los resultados de las pruebas triaxiales cíclicas bajo confinamiento anisótropo llevadas a cabo en probetas con densidades relativas iniciales de 40, 60 y 75%, respectivamente. De dichas figuras se puede notar que para un mismo nivel de corte estático inicial, la resistencia cíclica disminuye, al aumentar la presión de confinamiento para cada densidad relativa evaluada, y aumenta al incrementar el nivel de densidad de confección, a presión media efectiva y corte estático inicial constante.

Al considerar la densidad relativa inicial como variable de control, se puede observar que en el caso de los ensayos realizados en probetas con $DR_i = 40\%$ (Figura 5), los resultados muestran que para presiones de confinamiento entre 1 y 10 kg/cm², el efecto del aumento de K_c hasta 1.75 motiva un incremento de la resistencia cíclica respecto al caso sin corte estático inicial, para luego disminuir al aumentar K_c hasta un valor de 2.29. Se distingue, además, que a medida que se incrementa el valor de la presión media efectiva, el aumento inicial de la resistencia cíclica producto del incremento de K_c hasta 1.75 es progresivamente menor, lo cual alcanza el extremo para el caso de la presión de confinamiento de 15 kg/cm², donde se observa que existe una disminución de la resistencia cíclica respecto del caso sin corte estático inicial, para los dos niveles de K_c utilizados.

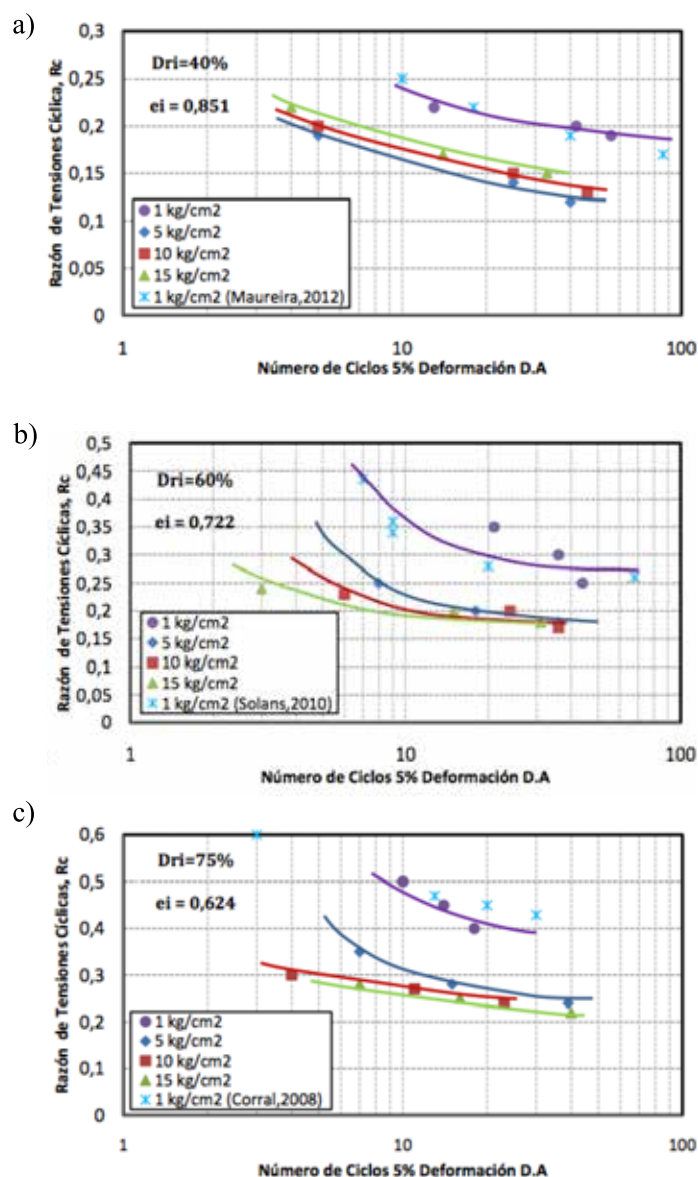


Figura 4: Efecto presión de confinamiento para arenas de relaves en condición isotrópica con DR_i : a) 40%, b) 60% y c) 75%

Cabe mencionar que la curva de resistencia cíclica para K_c igual a 2.29 se ubica por sobre la correspondiente al caso isotrópico sólo para 1 kg/cm². En el caso de los ensayos realizados en probetas con $DR_i = 60\%$ (Figura 6), se observa que cuando las presiones de confinamiento corresponden a 1 y 5 kg/cm², existe un aumento de la resistencia cíclica respecto al caso isotrópico al aumentar K_c hasta 1.75, para luego continuar creciendo al incrementar el corte estático inicial hasta K_c igual a 2.29. En contraste a lo anterior, al considerar presiones medias efectivas de 10 y 15 kg/cm², inicialmente se tiene un incremento de la resistencia cíclica

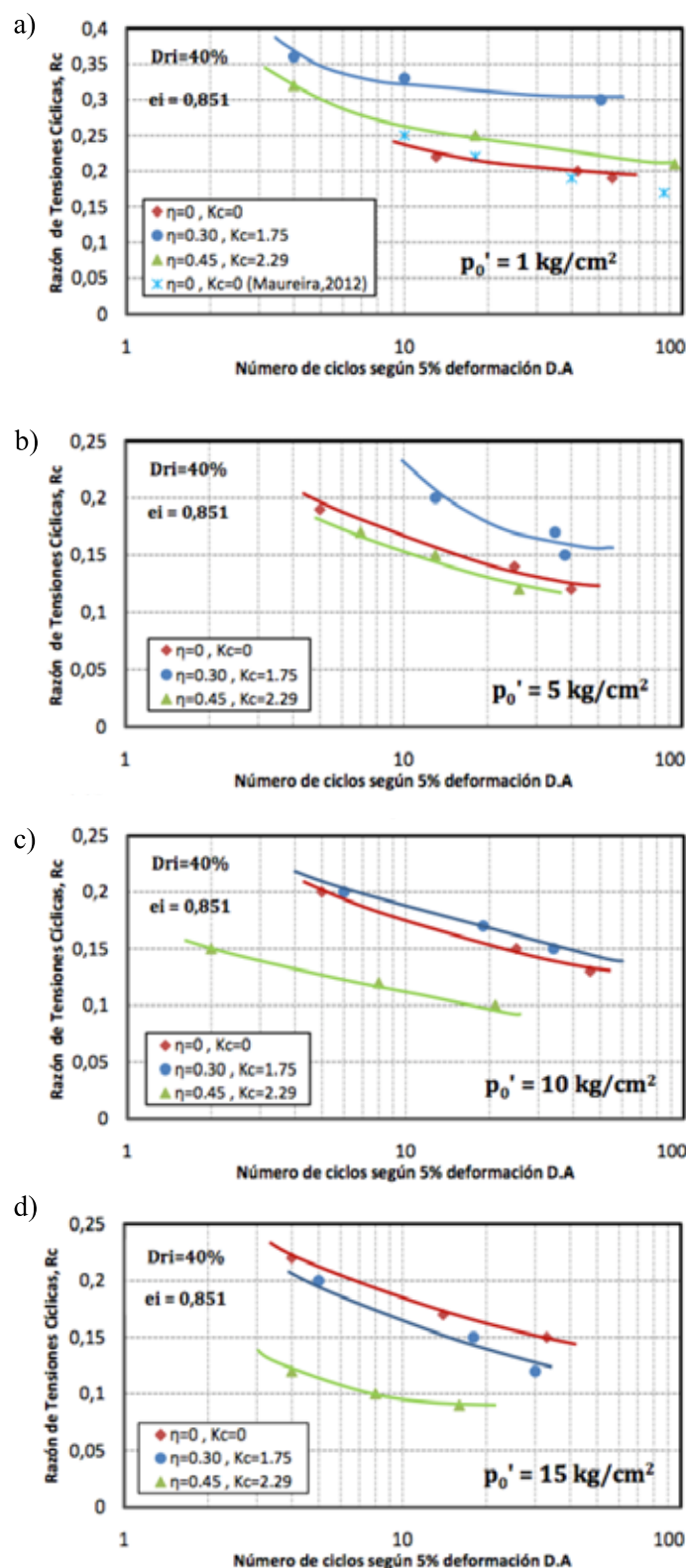


Figura 5: Efecto corte estático inicial para arenas de relaves con $DR_i = 40\%$ y p_0' : a) 1 kg/cm², b) 5 kg/cm² c) 10 kg/cm² y d) 15 kg/cm²

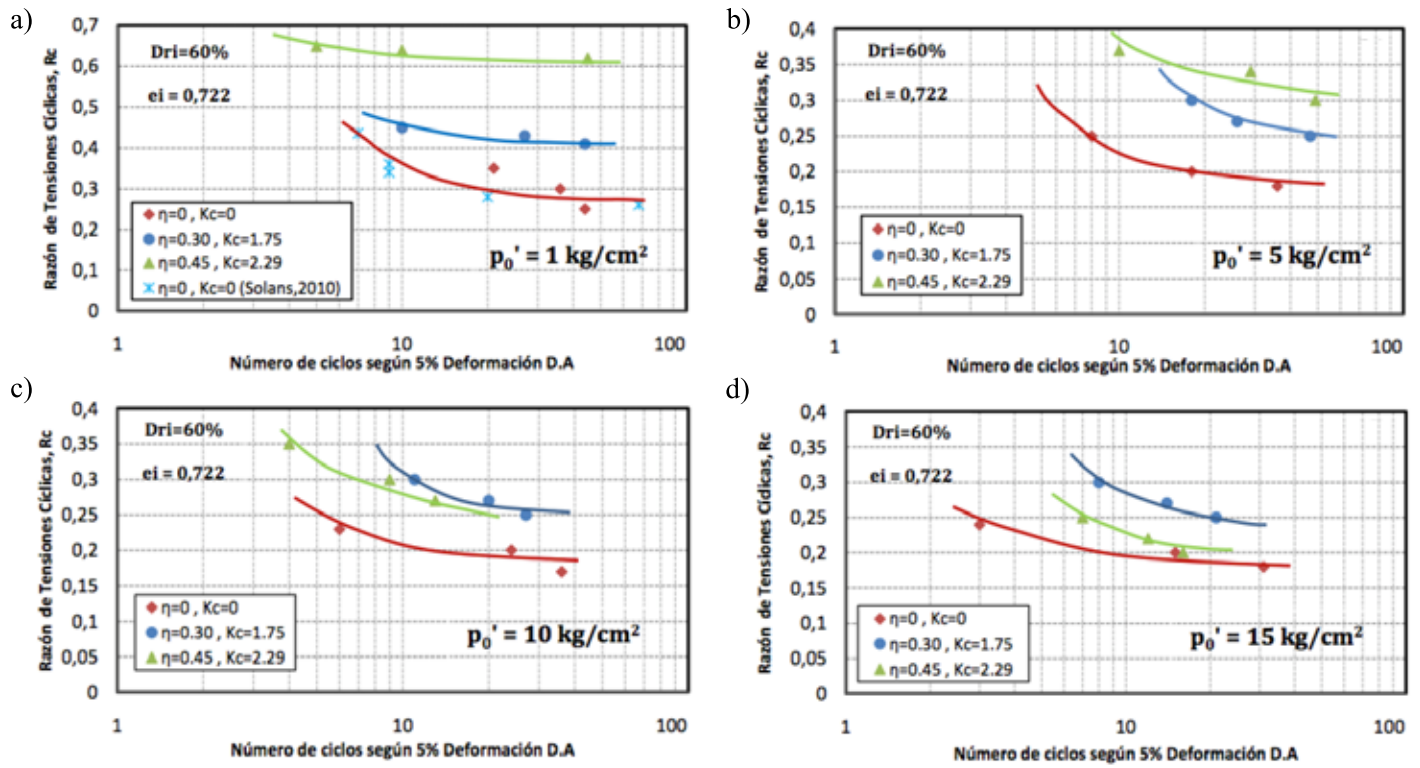
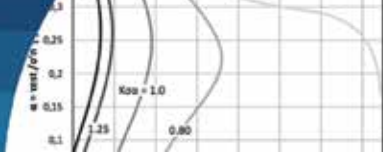


Figura 6: Efecto corte estático inicial para arenas de relaves con $DR_i = 60\%$ y p_0' : a) 1 kg/cm^2 , b) 5 kg/cm^2 , c) 10 kg/cm^2 y d) 15 kg/cm^2

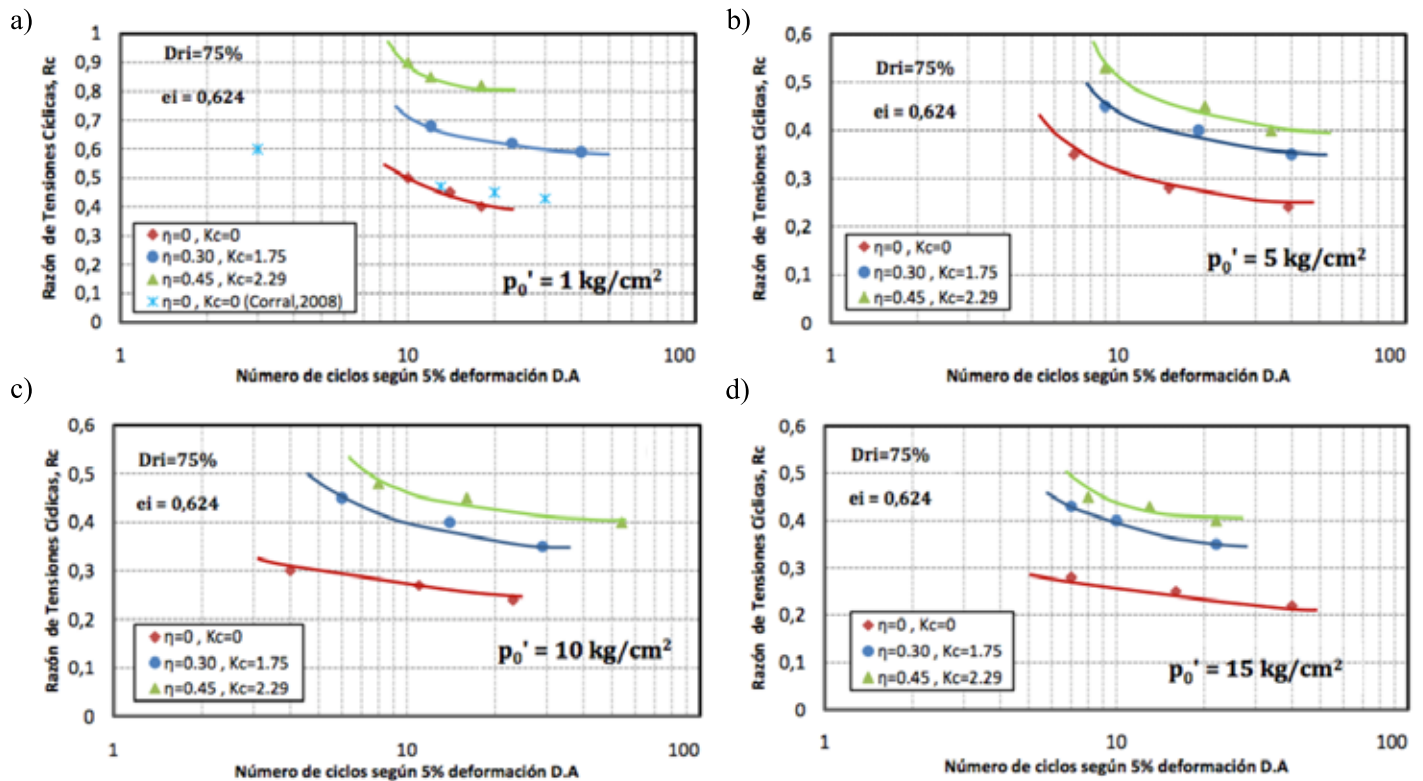


Figura 7: Efecto corte estático inicial para arenas de relaves con $DR_i = 75\%$ y p_0' : a) 1 kg/cm^2 , b) 5 kg/cm^2 , c) 10 kg/cm^2 y d) 15 kg/cm^2



al utilizar K_c igual a 1.75, para luego comenzar a disminuir al aumentar K_c hasta 2.29, lo que permite colegir que el aumento en la presión de confinamiento genera un cambio de tendencia del efecto del corte estático inicial. Cabe destacar que las curvas de resistencia cíclica obtenidas para todas las presiones de confinamiento y niveles de corte estático inicial de este nivel de densidad se ubicaron por sobre aquellas determinadas mediante consolidaciones isotrópicas.

Finalmente, para el caso de los ensayos realizados en probetas con $DR_i = 75\%$ (Figura 7), se advierte de los resultados presentados que para todas las presiones medias efectivas empleadas en el estudio, existe un aumento progresivo de la resistencia cíclica por sobre el caso isotrópico para ambos niveles de K_c utilizados.

Factor de corrección acoplado $K_{\sigma\alpha}$

En el método simplificado para la evaluación de la licuación desarrollado por Seed (1983) se propuso la corrección de la resistencia cíclica de un “estado basal”, para una presión de confinamiento de 1 kg/cm² y sin corte estático inicial ($\alpha = 0$), a partir de la utilización de los factores multiplicativos K_σ y K_α como se observa en la ecuación (1). Estos permiten corregir la resistencia cíclica debido al efecto de la presión de confinamiento y corte estático inicial de manera desacoplada.

$$CRR_{\sigma,\alpha} = CRR_{\sigma'_0=1 \text{ kg/cm}^2, \alpha=0} K_\sigma K_\alpha \quad (1)$$

Sin embargo, es posible determinar el factor de corrección de la resistencia cíclica debido al efecto acoplado de la presión de confinamiento y el corte estático inicial, el cual es denominado $K_{\sigma\alpha}$ y se determina según lo expresado en (2).

$$K_{\sigma\alpha} = \frac{CRR_{\sigma'_0 \geq 1 \text{ kg/cm}^2, \alpha \neq 0}}{CRR_{\sigma'_0=1 \text{ kg/cm}^2, \alpha=0}} \quad (2)$$

En este sentido, el factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ permite condensar el efecto de ambas variables, y de esta manera la modificación de la resistencia del “estado basal” queda mejor representada.

Utilizando la información disponible de la presente investigación es posible construir planos con líneas equipotenciales para distintos valores de $K_{\sigma\alpha}$, en función

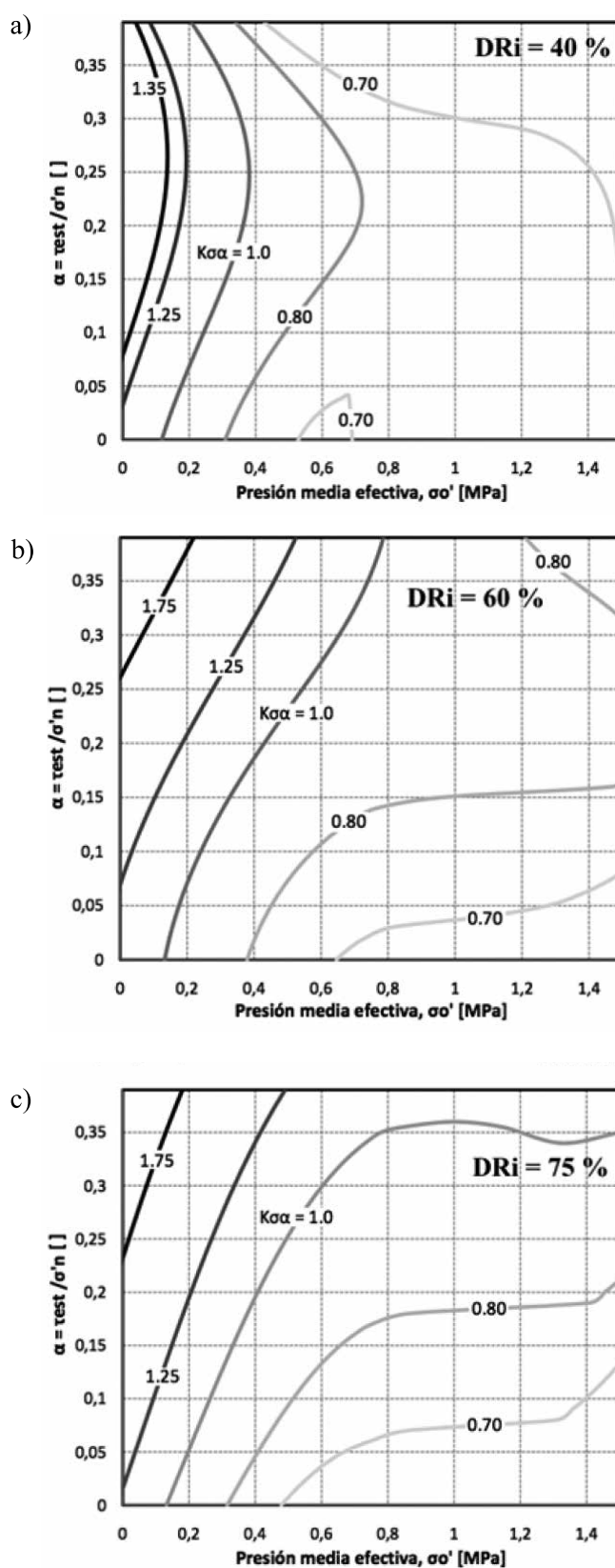


Figura 8: Factor $K_{\sigma\alpha}$ para la arena de relaves estudiada para DR_i : a) 40%, b) 60% y 75%



de la presión media efectiva y el parámetro α , para las diferentes densidades relativas empleadas. Estos planos permiten evaluar el efecto conjunto que tienen ambas variables en la resistencia cíclica de la arena de relaves, mediante la cuantificación directa del parámetro $K_{\sigma\alpha}$. Los planos con las curvas equipotenciales de $K_{\sigma\alpha}$ son presentados en la Figura 8.

Se observa que la presión de confinamiento tiene un efecto en la respuesta cíclica con corte estático inicial y viceversa. Estos resultados permiten concluir de manera directa que el nivel de confinamiento y el corte estático deben ser analizados de manera acoplada. Resulta evidente también que el grado de densificación de la arena juega un rol fundamental en los efectos de las variables antes indicadas. Los resultados presentados en la Figura 8 pueden ser considerados como referenciales y su utilización restringida a arenas de relaves de similares características a la utilizada en este estudio.

Conclusiones

La presión de confinamiento posee efectos en la resistencia cíclica de la arena de relaves que son distintos para los diferentes niveles de densidad, observándose que tanto para los casos densos con $DR_i = 75\%$ y medios densos con $DR_i = 60\%$, la resistencia cíclica (según 5% de deformación axial DA) disminuye al incrementar la presión media efectiva de consolidación. Lo anterior se debe a que a medida que aumenta la presión de confinamiento, el comportamiento de las muestras se torna gradualmente más contractivo, y por ende la resistencia cíclica progresivamente disminuye. Para el caso suelto con $DR_i = 40\%$ se origina un fenómeno diferente; luego de un decrecimiento de la resistencia cíclica al aumentar la presión de confinamiento de 1 kg/cm² hasta 5 kg/cm², existe un aumento de la resistencia cíclica al incrementar la presión media efectiva. Esto debido a la alta compresibilidad que exhiben las arenas de relaves en sus estados de densidades más bajas, por lo que el efecto beneficioso de la densificación del esqueleto de suelo tiene mayor preponderancia que el aumento del comportamiento contractivo de las muestras.

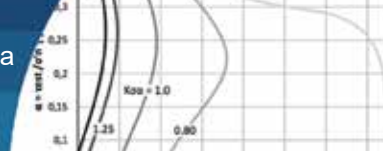
En muestras con comportamientos dilatantes, el incremento del corte estático inicial genera un aumento de la resistencia cíclica. En cambio, en muestras con comportamientos contractivos, el aumento o disminución de la resistencia

cíclica producto del corte estático inicial depende de la reversibilidad de corte cíclico y de la posición relativa de q_{peak} respecto de la resistencia al corte no drenada S_u .

Los factores K_σ y K_α obtenidos para arenas naturales y disponibles en la literatura, no entregan resultados necesariamente aplicables a arenas de relaves. Lo anterior debido a que las partículas naturales difieren en resistencia y angulosidad de las partículas de arenas de relaves. Además, el nivel de altas presiones no está cubierto, por lo que su extrapolación arrojaría diseños no óptimos. Se han obtenido planos con líneas equipotenciales de $K_{\sigma\alpha}$, para cada densidad relativa estudiada, los que permiten evaluar el efecto de la combinación de presión media efectiva y corte estático inicial (representado por el parámetro α) en la resistencia cíclica de la arena de relaves. La estimación del efecto de la presión media efectiva y el corte estático inicial mediante la aplicación de los factores K_σ y K_α por separado, origina que la resistencia cíclica calculada sea mayor a la determinada mediante la utilización del factor acoplado $K_{\sigma\alpha}$, lo cual no es conservador. La diferencia entre ambas metodologías es más evidente al aumentar tanto el corte estático inicial como la presión media efectiva, para DR_i igual a 40% y 60%. Para igual a 75%, ambas metodologías resultan similares.

Referencias

- Asenjo, R.H. (2010). *Efecto del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica en una arena de relaves*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Castro, G. and Poulos, S.J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 103(6), 501-516
- Corral, G. (2008). *Efecto del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica en arenas*. Tesis de Magíster, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Lee, K.L. and Seed, H.B. (1967). Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 93(1), 47-70
- Maureira, S. (2012). *Respuesta cíclica de arena de relaves en un amplio rango de presiones*. Tesis de Magíster, Universidad de Chile, Santiago, Chile



- Pillai, V.S. (1991). Liquefaction analysis of sands: Some interpretation of Seed's (sloping ground) and (depth) correction factors using steady state concept. *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis MO, USA, 579-587
- Riemer, M., Moriwaki, Y. and Obermeyer, J. (2008). Effect of high confining stresses on static and cyclic strengths of mine tailing materials. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Congress IV*, Sacramento CA, USA
- Santos, E. (2011). *Comportamiento monótono y cíclico no drenado de arenas de relaves integrales*. Tesis de Magister, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Seed, H.B. (1983). Earthquake-resistant design of earth dams. *Symposium of Seismic Design of Embankments and Caverns*. T.R. Howard (ed.), ASCE, New York, USA, 41-64
- Seed, R.B. and Harder, L.F. (1990). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. *H. Bolton Seed Memorial Symposium*. J.M. Duncan (ed.), University of California, Berkeley, USA, vol. 2, 351-376
- Solans, D. (2010). *Equipo triaxial monótono y cíclico de altas presiones y su aplicación en arenas de relaves*. Tesis de Magister, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Vaid, Y.P., Stedman, J.D. and Sivathayalan, S. (2001). Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal* **38**(3), 580-591
- Vaid, Y. P., Chern, J.C. and Tumi, H. (1985). Confining pressure, grain angularity, and liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering* **111**(10), 1229-1235
- Vargas, M. (2015). *Efecto acoplado de la presión de confinamiento y el corte estático inicial en la resistencia cíclica de arena de relaves*. Tesis de Magister, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Verdugo, R. (2009). Seismic performance based-design of large earth and tailing dams. *International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering – from case history to practice*. Kokusho, Tsukamoto and Yoshimine (eds.), Tsukuba, Japan, 41-60



Influencia de parámetros claves de cargas cíclicas sobre el comportamiento de un suelo estabilizado químicamente no reforzado y reforzado con fibras

Influence of key parameters of cyclic loading on the behaviour of chemically stabilized soil unreinforced and reinforced with fibres

Fecha de entrega: 25 de enero 2022

Fecha de aceptación: 12 de mayo 2022

Jorge A. Villarroel-Ortega^{1,2}, Antonio A.S. Correia², Paulo J. Venda Oliveira² y Luís J.L. Lemos²

¹Facultad de Ingeniería, Universidad de Magallanes, Punta Arenas, Chile, jorge.villarroel@umag.cl

²Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Coimbra, Portugal, aalberto@dec.uc.pt, pjvo@dec.uc.pt, llemos@dec.uc.pt

En este trabajo se analiza el efecto de parámetros claves de la solicitud cíclica en el comportamiento mecánico de un suelo blando químicamente estabilizado, no reforzado y reforzado con fibras sintéticas de polipropileno. Este estudio experimental se realizó en un suelo blando portugués recogido en la zona del Baixo Mondego en el centro del país. El trabajo de laboratorio se llevó a cabo desarrollando las siguientes pruebas: i) monotónico de compresión no confinada (UCS), ii) prueba cíclica de compresión no confinada realizada con diferentes números de ciclos (2500, 5000, 10000) y diferentes frecuencias (0.25, 0.5, 1.0, 2.0 Hz) para una carga correspondiente al 50% de la resistencia evaluada en las pruebas monotónicas (UCS) y iii) pruebas de UCS monotónicas realizadas luego de la etapa cíclica (UCS_{pc}). El análisis se complementa con el estudio de la deformación axial permanente acumulada desarrollada durante la etapa cíclica. Los resultados muestran que la deformación axial permanente acumulada aumenta con el número de ciclos, también se observa que aumenta la resistencia y la rigidez después de la etapa de carga cíclica.

Palabras clave: estabilización química, suelos blandos, ensayo de resistencia a la compresión no confinada, carga cíclica

In this work the effect of the number of cyclic loads on the mechanical behaviour of a chemically stabilised soft soil, reinforced with synthetic polypropylene fibres, and not reinforced, are analysed. This experimental study was carried out on a Portuguese soft soil collected in the Baixo Mondego area in the centre of the country. The laboratory work is based on the following tests: i) monotonic unconfined compression test (UCS), ii) cyclic unconfined compression test performed with different numbers of cycles (2500, 5000, 10000) and several frequencies (0.25, 0.5, 1.0, 2.0 Hz) for a load corresponding to 50% of the strength evaluated in the monotonic tests (UCS) and iii) monotonic UCS tests performed after the cyclic loading stage (UCS_{pc}). The analysis is complemented with the study of the accumulated permanent axial deformation developed during the cyclic stage. The results show that the accumulated permanent axial strain increases with the number of cycles, also the strength and stiffness after the cyclic loading stage increase their values.

Keywords: chemical stabilization, soft soils, unconfined compression strength test, cyclic loading

Introducción

El comportamiento de los suelos blandos estabilizados químicamente y reforzados con fibras en condiciones monotónicas ha sido estudiado por varios autores (e.g. Correia *et al.*, 2015; Consoli *et al.*, 2011; Venda Oliveira *et al.*, 2015). La inclusión de fibras convierte el comportamiento mecánico del suelo estabilizado de

frágil a dúctil (Tang *et al.*, 2010; Venda Oliveira *et al.*, 2018), a pesar de que comúnmente se observa un aumento de la resistencia residual debido a la movilización de la resistencia a la tracción de las fibras para mayores niveles de deformación (Tang *et al.*, 2010; Sukontasukkul y Jamsawang, 2012). Sin embargo, este comportamiento puede cambiar en presencia de cargas repetitivas o cíclicas realizadas por diferentes tipos de acciones, maquinaria



industrial, vibraciones en estructuras *offshore*, cargas de tráfico realizadas por trenes o carretas y terremotos. Cuando se incrementa el número de ciclos de carga, se produce una degradación progresiva de los enlaces de cementación, en ensayos realizados sobre suelos estabilizados (sin fibras), generando un aumento de las deformaciones permanentes acumuladas (Chauhan *et al.*, 2008; Yang *et al.*, 2008) y una disminución de la rigidez (Subramaniam y Banerjee, 2014). Otros parámetros que también afectan la resistencia a la compresión no confinada del material compuesto es el contenido de ligante, la longitud/tipo de fibras y el tipo de ensayo (Correia *et al.*, 2015; Venda Oliveira *et al.*, 2015). Algunos trabajos sobre el uso de suelos estabilizados reforzados con fibras sometidos a cargas cíclicas han mostrado: i) un aumento de las deformaciones permanentes con el incremento del número de ciclos de carga (Chauhan *et al.*, 2008; Dall’Aqua *et al.*, 2010; Venda Oliveira *et al.*, 2018); ii) la adición de fibras aumenta expresamente el número de ciclos y la magnitud de la deformación necesaria para provocar el fallo (Maher y Ho, 1993); iii) un aumento de la resistencia a la compresión no confinada con el número de ciclos de carga (Venda Oliveira *et al.*, 2018). En este trabajo se estudia el comportamiento de un suelo blando recogido cerca de Coimbra, Portugal, en el Baixo Mondego, el cual es estabilizado con cemento y reforzado con fibras sintéticas. El trabajo de laboratorio se basa en el comportamiento a compresión evaluado mediante los siguientes ensayos: i) ensayos monotónicos de resistencia a la compresión no confinada (UCS), ii) ensayos UCS cíclicos (CYC) variando el número de ciclos (2500, 5000, 10000) y las frecuencias aplicadas para una carga correspondiente al 50% de la resistencia evaluada en las pruebas monotónicas (UCS), y iii) ensayos de resistencia a la compresión monotónica no confinada realizados después de la etapa de carga cíclica (UCS_{pc}). El estudio informa la deformación axial permanente acumulada ($\epsilon_{ax-perm}$) durante la etapa cíclica y la influencia que tiene el número de ciclos y la frecuencia en la resistencia a la compresión y la rigidez.

Materiales de ensayo

Este estudio se realizó con un suelo blando portugués procedente de la zona del Baixo Mondego, situada en el centro de Portugal en las orillas del río Mondego, y que ha sido caracterizado por muchos investigadores (Coelho,

2000; Correia, 2011). El depósito de suelo se formó hace más de 20000 años en un ambiente deposicional fluvio-marino y presenta un espesor superior a los 20 m. En este trabajo se utilizó una muestra que se recogió a una profundidad de 2.5 m. La Tabla 1 resume las principales propiedades físicas y químicas del suelo en estudio. Se puede observar que el suelo tiene una distribución granulométrica mayoritariamente limosa (71%), un bajo peso unitario $\gamma = 14.6 \text{ kN/m}^3$, un elevado índice de vacíos $e > 2.0$, un alto contenido de humedad natural $w_{nat} = 80.6\%$ y un elevado contenido de materia orgánica $OM = 9.3\%$. Además, estos resultados tienen una gran influencia en el comportamiento mecánico, debido a que se traduce en una baja resistencia al corte no drenado ($c_u \approx 25 \text{ kPa}$) y en una alta compresibilidad (Coelho, 2000). Este suelo orgánico arcilloso-limoso con alta plasticidad fue clasificado por la USCS como OH (ASTM D2487, 2017). La composición química del suelo expuso un alto contenido de sílice ($\text{SiO}_2 = 62\%$) y de alúmina ($\text{Al}_2\text{O}_3 = 16\%$), lo que confirió propiedades puzolánicas al suelo.

Tabla 1: Características físicas y composición química del suelo empleado.

Propiedades físicas		Composición química	
w_{nat} , %	80.87	pH (BS1377-3)	3.5
G_s	2.55	SiO_2 , %	62.00
e_{nat}	2.03	Al_2O_3 , %	16.00
γ , kN/m^3	14.6	Fe_2O_3 , %	4.80
OM, %	9.3	CaO, %	0.74
granulometría		MgO, %	1.10
Arcilla, %	10	Na_2O , %	0.90
Limo, %	71	K_2O , %	3.00
Arena, %	19	TiO_2 , %	0.69
w_L , %	71		
w_p , %	43		
Índice de plasticidad %	28		
Índice de liquidez %	1.35		
USCS	OH		

El suelo blando fue estabilizado con un ligante de cemento Portland portugués (cemento Portland Tipo I 42.5 R, producido por CIMPOR), cuyas principales características químicas se presentan en la Tabla 2. El cemento Portland reacciona inmediatamente con el agua produciendo una gran cantidad de productos de reacción a corto plazo; con el tiempo, las reacciones fisicoquímicas se desarrollan a un ritmo menor, ayudando a la producción de más productos

cementicios responsables de la mejora de las propiedades mecánicas del suelo estabilizado.

Las fibras de polipropileno utilizadas en este estudio tienen 12 mm de longitud, 32 mm de diámetro y presentan una gran flexibilidad, una elevada superficie específica (134 m²/kg), una densidad de 905 kg/m³, una resistencia a la tracción de 250 N/mm² y un módulo de Young de 3500 - 3900 N/mm² (según la ficha técnica del producto suministrada por el fabricante BEKAERT).

Tabla 2: Caracterización química del cemento Portland (datos del fabricante)

CaO, %	62.88
SiO ₂ , %	19.00
Al ₂ O ₃ , %	5.15
Fe ₂ O ₃ , %	3.19
SO ₂ , %	3.14
MgO, %	2.16
K ₂ O, %	1.29
Na ₂ O, %	0.10

Procedimiento experimental

Las muestras utilizadas en todas las pruebas se prepararon con una cantidad de ligante (peso seco de ligante por metro cúbico de suelo) de 250 kg/m³, una cantidad de fibra (peso de fibra por metro cúbico de suelo) de 10 kg/m³. El suelo se mezcló mecánicamente (142 rpm durante 4 min) con las fibras y una lechada de ligante que eleva el contenido de agua al 115%. La pasta homogénea se compactó en un molde cilíndrico de PVC (37 mm de diámetro y 76 mm de altura) en tres capas. Cada capa se golpeó 20 veces contra una mesa rígida, seguida de un ajuste de la parte superior; la superficie de la capa se escarificó ligeramente con cuidado antes de introducir una nueva capa. Las probetas se curaron durante 28 días en una sala con condiciones controladas de temperatura de 20 ± 2°C y humedad de 95 ± 5%. Una vez transcurrido el tiempo de curado, las probetas se colocaron en el equipo de pruebas y se configuraron y ajustaron los dispositivos electrónicos (celda de carga y transductor de desplazamiento). Finalmente, se realizaron las pruebas y se registraron los datos automáticamente. Los ensayos de compresión no confinada, UCS se realizaron con una velocidad de deformación constante del 1%/min (BS 1377-7, 1990). Los ensayos de carga cíclica (CYC) se realizaron para un nivel de tensión del 50% de la resistencia evaluada

en las pruebas monotónicas ($0.50q_{u-max}$), una excitación sinusoidal de 0.5 Hz y una amplitud de ±10% ($\pm 0.10q_{u-max}$) variando el número de ciclos de carga (2500, 5000, 10000) y en una segunda etapa de estudio, variando la frecuencia (0.25, 0.50, 1.00, 2.00 Hz) y manteniendo el número de ciclos de carga de 5000. Después de la etapa cíclica, se llevó a cabo una prueba UCS monotónica (UCS_{pc}). Para garantizar la fiabilidad del procedimiento utilizado, las pruebas se repitieron dos veces por lo menos.

Resultados

Al inicio del trabajo experimental, se realizaron ensayos de compresión no confinada UCS. Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 1. Los materiales presentan una resistencia a la compresión no confinada q_{u-max} de 292 kPa asociada a una extensión axial ϵ_{ax-rot} de 4.5% para las muestras estabilizadas químicamente y reforzada con fibras (FQ = 10 kg/m³), en la otra situación los resultados mostraron que la resistencia no confinada q_{u-max} es de 276 kPa a una extensión axial ϵ_{ax-rot} de 2.3% para el caso sin fibras (FQ = 0 kg/m³). En general, se puede observar que la inclusión de las fibras induce un ligero aumento de la resistencia mecánica y una modificación del comportamiento de frágil a dúctil, presentando una resistencia residual.

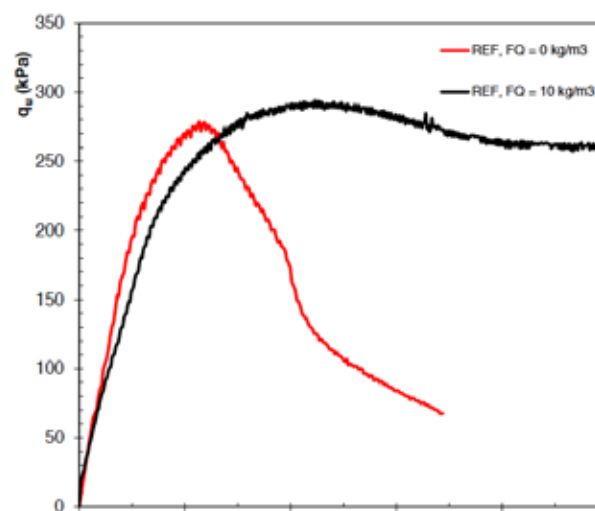


Figura 1: Curva de tensión-extension para los ensayos UCS de referencia

La etapa de carga cíclica se realizó a partir de un nivel de tensión del 50% de los valores de referencia obtenidos (Figura 1) en los ensayos monotónicos UCS de referencia. Manteniendo ese nivel de tensión desviatorica se estudió el



efecto que tiene el número de ciclos y la frecuencia aplicada. Para el caso del efecto del número de ciclos (2500, 5000, 10000), fue a una excitación sinusoidal de 0.5 Hz, con una amplitud del $\pm 10\%$ de q_{u-max} . Por otro lado, para el estudio del efecto de la frecuencia, ésta se ha variado de 0.25, 0.50, 1.0 y 2.00 Hz, habiéndose mantenido constante el número de ciclos en 5000. La comparación de la deformación axial permanente acumulada $\epsilon_{ax-perm}$ durante la etapa cíclica para ambos estudios, para los suelos estabilizados no reforzados y reforzados con fibras, se ilustra en las Figuras 2 y 3.

Resultados de ensayos cíclicos

Durante la etapa cíclica, se observa que la deformación axial permanente muestra un fuerte incremento al inicio de la etapa cíclica seguido de una disminución de la velocidad de deformación para ambos casos (no reforzado y reforzado con fibras). Esto mismo ocurre en el estudio del número de ciclos y de la frecuencia aplicada.

En términos del efecto de los ciclos, se observa una mayor deformación axial para los suelos reforzados con fibras (Figura 1). Sin embargo, en la Figura 2 se muestra el efecto de los ciclos en la etapa cíclica, se observa para el caso sin fibras, se aprecian mayores deformaciones que para el material compuesto reforzado con fibras, donde debido al nivel de deformaciones este tiende a movilizar las fibras a tracción y con esto disminuir la deformación permanente.

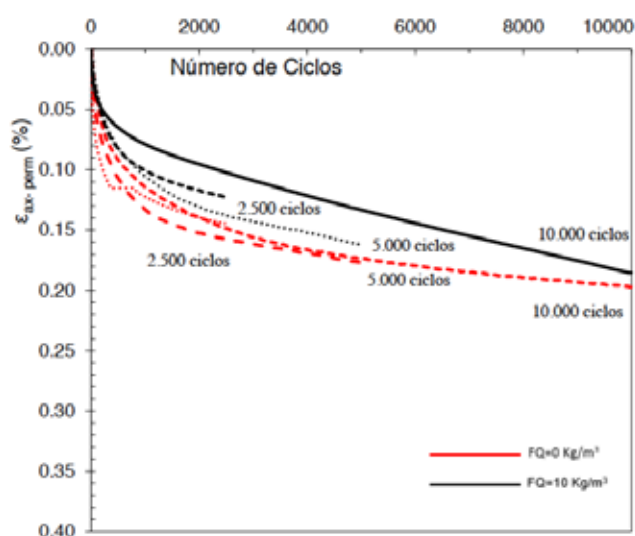


Figura 2: Evolución de la deformación axial permanente acumulada durante la etapa cíclica - efecto del número de ciclos

En contexto de analizar la variación de la frecuencia, se aprecia una clara reducción de la deformación axial

permanente acumulada con el aumento del nivel de frecuencia (Figura 3).

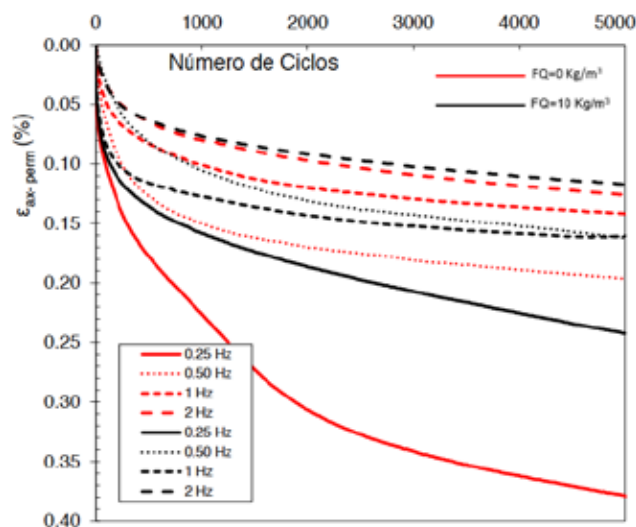


Figura 3: Evolución de la deformación axial permanente acumulada durante la etapa cíclica - efecto de la frecuencia

Las muestras que fueron sometidas a menores frecuencias evidencian mayores deformaciones axiales, debido a que también fueron ensayadas durante más tiempo. El aumento de sus deformaciones plásticas, lo que puede interpretarse como un deterioro de la matriz cementicia, sugiriendo que las frecuencias más altas están asociadas a una porción más significativa de deformaciones elásticas. La adición de fibras al material estabilizado da lugar a una transferencia progresiva de tensiones a las fibras que contribuyen a un menor deterioro de la matriz cementicia, es decir, una reducción de la deformación axial permanente acumulada.

Resultados pos-cíclicos

Las Figuras 4 y 5 muestran que los resultados de los ensayos UCS_{pc} realizados después de la etapa cíclica, ya sea para el efecto de los ciclos, como el efecto de la frecuencia. Se observan que las resistencias aumentan con relación a los ensayos de referencia (Figura 1).

La Figura 4 muestra a su vez que las resistencias pos-cíclicas muestran un notorio incremento con los ciclos, esto debido a que, a mayores deformaciones permanentes durante la etapa cíclica, generan una mayor resistencia no confinada, pues se entiende que las ligaciones cementicias tienden a quebrarse y generar partículas más gruesas en su granulometría y darle mayor resistencia por fricción de ellas. También se puede entender que las muestras a

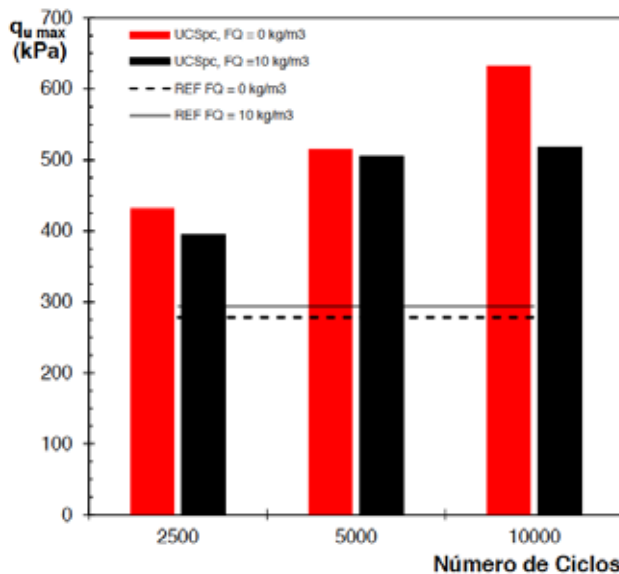


Figura 4: Resultados de resistencia no confinada máxima para el caso del efecto de ciclos

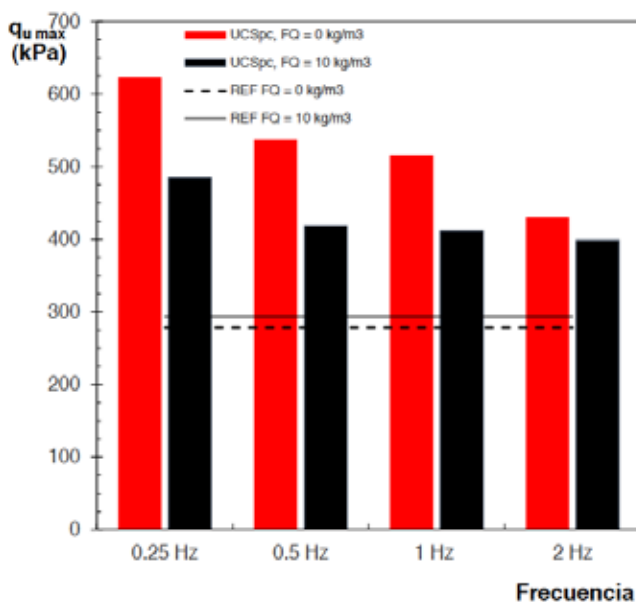


Figura 5: Resultados de resistencia no confinada máxima para el caso del efecto de la frecuencia

medida que estuvieron más tiempo en los ensayos (con mayores ciclos), presentan mayores resistencias, pues podrían presentar efecto de succión.

Con lo mencionado anteriormente, se entiende que el fenómeno de la succión podría acontecer también en el efecto de la frecuencia, brindándole al material compuesto mayor resistencia a medida que estuvieran más tiempo en el ensayo, es decir, menor frecuencia. Observando

la Figura 5, se muestra que a menor frecuencia mayor es su resistencia para ambos casos. De todas maneras, es posible entender que considerando mayores deformaciones axiales durante la etapa cíclica, podría obtenerse mayor cantidad de partículas gruesas en la granulometría del material compuesto, y con esto originar resistencia por fricción y coincidentemente obtener mayores resultados de resistencia no confinada, tal y cual se muestra en la Figura 5.

Conclusiones

Efecto del número de ciclos

Los resultados de los ensayos relativos a todas las etapas (antes de la carga cíclica, etapa cíclica y UCS luego de la etapa cíclica) arrojan las siguientes conclusiones.

- En el caso del comportamiento monotónico antes de la etapa cíclica, la inclusión de fibras (FQ = 10 kg/m³) indujo un ligero aumento de la resistencia a la compresión no confinada y una modificación del comportamiento de frágil a dúctil, presentando una resistencia residual.
- Durante la etapa cíclica se observó que la deformación axial permanente muestra un fuerte aumento al inicio de la etapa cíclica seguido de una disminución de la velocidad de deformación para ambos casos. La evolución de la deformación axial permanente es mayor para el caso sin fibras, lo que está relacionado a la influencia de la movilización de las fibras en términos de la ayuda que entrega en las deformaciones axiales plásticas.
- Después de la fase cíclica, la resistencia a la compresión no confinada aumenta en relación con los valores de referencia para ambos casos, no reforzados y reforzados con fibras.

Efecto de la frecuencia

De los ensayos monotónicos de UCS realizados antes de la carga cíclica (valores de referencia) y después de la etapa cíclica (UCS_{pc}) para el suelo estabilizado reforzado con fibras y no reforzado, se extraen las siguientes conclusiones.

- Durante la etapa cíclica, se observa que la deformación axial permanente muestra un fuerte aumento al inicio de la etapa cíclica, seguido de una disminución de la velocidad de deformación para ambos casos.



- A medida que aumenta la frecuencia aplicada en la etapa cíclica, la deformación axial permanente disminuye, lo que indica un menor deterioro de la matriz cementicia. Esto se explica por el hecho de que las frecuencias más altas están asociadas a una porción más significativa de la deformación elástica.
- Después de la etapa cíclica, el comportamiento mecánico del suelo estabilizado reforzado y no reforzado se vuelve más resistente que los valores de referencia (ensayos monotónicos UCS). Así, se observa un aumento de la resistencia máxima tras la aplicación de la etapa cíclica, que es más significativo para las frecuencias más bajas.

Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento a CIMPOR y a BIU International por suministrar los aglutinantes y las fibras, y a las instituciones que apoyaron financieramente la investigación: CIEPQPF (UIDB/00102/2020), Fundación Portuguesa para la Ciencia y la Tecnología (proyecto PTDC/ECI-CON/28382/2017), ISISE (UIDB/04029/2020), CONICYT PAI/INDUSTRIA 79090016, Universidad de Magallanes y ACIV.

Referencias

ASTM D2487 (2017). Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system). West Conshohocken, PA, USA

BS 1377-3 (1990). Methods of test for soils for civil engineering purposes: Chemical and electro-chemical testing. British Standards Institution BSI, Milton Keynes, UK

BS 1377-7 (1990). Methods of test for soils for civil engineering purposes: Shear strength tests (total stress). British Standards Institution BSI, Milton Keynes, UK

Chauhan, M.S., Mittal, S. and Mohanty, B. (2008). Performance evaluation of silty sand subgrade reinforced with fly ash and fibre. *Geotextiles and Geomembranes* 26(5), 429-435

Coelho, P.A.L.F. (2000). *Caracterização geotécnica de solos moles - estudo do local experimental da Quinta do Foja*. Tesis de maestría, Universidad de Coimbra, Portugal

Consoli, N.C., Rosa, D.A., Cruz, R.C. and Rosa, A.D. (2011). Water content, porosity and cement content as parameters controlling strength of artificially cemented silty soil. *Engineering Geology* 122(3-4), 328-333

Correia, A.A.S. (2011). *Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego*. Dissertação de doutoramento, Universidade de Coimbra, Portugal

Correia, A.A.S., Venda Oliveira, P.J. and Custódio, D.G. (2015). Effect of polypropylene fibres on the compressive and tensile strength of a soft soil, artificially stabilised with binders. *Geotextiles and Geomembranes* 43(2), 97-106

Dall'Aqua, G.P., Ghataora, G.S. and Ling, U.K. (2010). Behaviour of fibre-reinforced and stabilized clayey soils subjected to cyclic loading. *Studia Geotechnica et Mechanica* 32(3), 3-16

Maher, M. and Ho, Y. (1993). Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads. *Geotechnical Testing Journal* 16(3), 330-338

Subramaniam, P. and Banerjee, S. (2014). Factors affecting shear modulus degradation of cement treated clay. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 65, 181-188

Sukontasukkul, P. and Jamsawang, P. (2012). Use of steel and polypropylene fibers to improve flexural performance of deep soil-cement column. *Construction and Building Materials* 29, 201-205

Tang, C.-S., Shi, B. and Zhao, L.-Z. (2010). Interfacial shear strength of fiber reinforced soil. *Geotextiles and Geomembranes* 28(1), 54-62

Venda Oliveira, P.J., Correia, A.A.S., Teles, J.M.N.P.C. and Custodio, D.G. (2015). Effect of fibre type on the compressive and tensile strength of a soft soil chemically stabilised. *Geosynthetics International* 23(3), 171-182

Venda Oliveira, P.J., Correia, A.A.S. and Cajada, J.C.A. (2018). Effect of the type of soil on the cyclic behaviour of chemically stabilised soils unreinforced and reinforced with polypropylene fibres. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 115, 336-343

Yang, C., Cui, Y.J., Pereira, J.M. and Huang, M.S. (2008). A constitutive model for unsaturated cemented soils under cyclic loading. *Computers and Geotechnics* 35(6), 853-859

Análisis de la variabilidad en la evaluación del potencial de licuación debida al uso de diferentes ensayos in situ, versiones del procedimiento simplificado y parámetros de entrada

Analysis of the variability in the assessment of the liquefaction potential due to the use of different in situ tests, versions of the simplified procedure and input parameters

Fecha de entrega: 18 de enero 2022

Fecha de aceptación: 4 de abril 2022

Natalia Guerrero¹, Felipe Kuncar², Catalina Mancilla³ y Óscar Taiba³

¹ Jacobs School of Engineering, Universidad de California, San Diego CA, EEUU, nguerrer@ucsd.edu

² Department of Civil and Natural Resources Engineering, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda, felipe.kuncar@pg.canterbury.ac.nz

³ Ferrara - Proyectos Especiales, Av. Ossa 235, oficina 1150, La Reina, Región Metropolitana de Santiago 7870117, Chile, catalina.mancilla@ferrara.cl, oscartaiba@ferrara.cl

El terremoto del Maule del año 2010 de magnitud $M_w = 8.8$, produjo daños significativos inducidos por licuación en una gran extensión de Chile, dando cuenta de la importancia de evaluar adecuadamente la potencial ocurrencia de este fenómeno en los proyectos de ingeniería civil. Usualmente, esta evaluación se realiza en base a un procedimiento simplificado desarrollado originalmente por Seed e Idriss (1971). Sin embargo, en la actualidad existen versiones alternativas de este método, las cuales pueden arrojar resultados disímiles. Esta variabilidad se suma a otras fuentes de incertidumbre que están presentes en la evaluación, y que no son cuantificadas en la práctica. En este artículo se examina la variabilidad en la evaluación del potencial de licuación introducida por el uso de diferentes ensayos in situ, versiones de procedimiento simplificado, y variaciones en los parámetros de entrada. Para esto se estudian tres sitios ubicados en diferentes regiones del país, en los cuales se cuenta con resultados de ensayos SPT y CPTu. El objetivo principal es ilustrar los efectos que esta variabilidad puede tener en las conclusiones de este tipo de análisis.

Palabras clave: licuación, procedimiento simplificado, variabilidad, ensayos in situ

The 2010 Maule earthquake with a magnitude $M_w = 8.8$ caused significant liquefaction-induced damage in a large area of Chile, showing the importance of properly evaluating the potential occurrence of this phenomenon in civil engineering projects. Usually, this assessment is based on the simplified procedure originally developed by Seed and Idriss (1971). However, alternative versions of this procedure currently exist, which can produce different results. This variability is added to other sources of uncertainty that are present in the evaluation, which are not quantified in practice. In this paper, we examine the variability in the evaluation of liquefaction potential that is introduced by the utilization of different in situ tests, versions of the simplified procedure, and input parameters. For this, we study three sites located in different regions of the country, where SPT and CPTu results are available. The main objective is to show the effects that this variability can have on the conclusions of this type of analysis.

Keywords: liquefaction, simplified procedure, variability, in situ tests

Introducción

El fenómeno de licuación fue observado en múltiples sitios luego del terremoto del Maule del 27 de febrero del año 2010 (27F), en una extensión cercana a 1000 km, y tuvo un rol central en el desempeño sísmico de varios edificios,

puertos y estructuras industriales (e.g. Verdugo *et al.*, 2010; Verdugo y González, 2015). Lo anterior confirmó la importancia de evaluar adecuadamente el potencial de licuación y sus posibles efectos en los proyectos de ingeniería civil desarrollados en Chile.

En la práctica es habitual que esta evaluación se realice a través del procedimiento simplificado propuesto originalmente por Seed e Idriss (1971). Sin embargo, este método ha evolucionado durante los últimos 50 años y en la actualidad existen varias versiones alternativas que utilizan diferentes bases de datos, criterios y tipos de ensayos como el ensayo de penetración estándar SPT, penetración de cono CPTu y dilatómetro plano DMT. Esta disponibilidad de diferentes opciones para llevar a cabo el análisis introduce una variabilidad en los resultados de la evaluación de la licuación, la que se suma, entre otras fuentes de incertidumbre, a la contenida en los parámetros de entrada del procedimiento. Considerando que los resultados de esta evaluación pueden ser críticos en un proyecto, resulta relevante estudiar la variabilidad introducida en el diagnóstico del potencial de licuación, identificando los efectos que esta puede tener y los aspectos más influyentes, los cuales requerirán de un tratamiento más cuidadoso al momento de realizar el análisis.

En este artículo se estudian tres sitios potencialmente licuables ubicados en diferentes regiones de Chile, en los cuales se cuenta con resultados de ensayos SPT y CPTu. Con estos datos se llevan a cabo análisis comparativos y de sensibilidad que permiten visualizar la variabilidad introducida por el uso de ensayos alternativos, diferentes versiones del procedimiento simplificado y variaciones en los parámetros de entrada. Este estudio no incluye ensayos del dilatómetro plano DMT para evaluar licuación, para lo cual se puede consultar Marchetti *et al.* (2013).

Metodología

Sitios a estudiar

Para este estudio se utiliza la información de tres sitios ubicados en diferentes ciudades de Chile: La Serena (Sitio 1), Viña del Mar (Sitio 2) y Concepción (Sitio 3). Lo anterior permite considerar una amplia gama de escenarios posibles de encontrar en la práctica nacional. En la Figura 1 se resume la información de los ensayos SPT y CPTu disponibles para la caracterización de cada sitio.

Los ensayos SPT disponibles en cada sitio fueron realizados, en todos los casos, con equipos de accionamiento automático, lo que favorece una mejor calidad de los resultados. Además, los equipos utilizados contaban, a

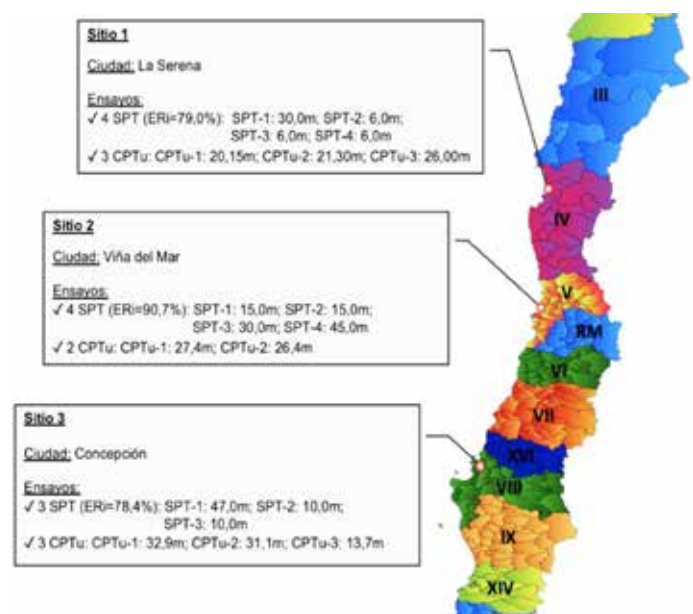


Figura 1: Localización e información geotécnica de los sitios utilizados en este estudio

la fecha de realización de los ensayos, con medición de energía certificada de acuerdo con lo requerido por la norma NCh3364 (2014). La ejecución de ensayos SPT se realizó cada 1 m de profundidad. En el caso de los ensayos CPTu, estos fueron realizados con un camión CPT, con adquisición de datos cada 5 cm de penetración. En cada sitio se dispone de un estudio de amenaza sísmica, de donde se obtuvieron los parámetros que definen la demanda sísmica de diseño para el análisis de licuación: magnitud M_w y aceleración máxima en superficie a_{max} . Con el objetivo de simplificar el posterior análisis, se decidió fijar el nivel freático en 2.0 m. Los valores de los parámetros base utilizados en cada sitio se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1: Parámetros base utilizados para el análisis de licuación

Sitio	Ciudad	M_w	a_{max} , g	Tipo de estudio de amenaza sísmica	Nivel freático, m
1	La Serena	8.8	0.745	Probabilístico	2.0
2	Viña del Mar	8.8	0.570	Determinístico	2.0
3	Concepción	7.6	0.780	Probabilístico	2.0

Análisis de licuación

Para realizar el análisis de licuación se siguen los lineamientos establecidos por Kramer (1996), que señala que una adecuada evaluación del potencial de licuación debe responder a las siguientes tres preguntas: (i) ¿es el suelo susceptible a la licuación?; (ii) si el suelo es

susceptible, ¿la licuación se iniciará?; (iii) si la licuación se inicia, ¿ocurrirá daño?.

Considerando que la licuación es un fenómeno asociado a suelos no cohesivos como gravas, arenas y limos de baja plasticidad (Idriss y Boulanger, 2008), el índice de plasticidad IP y el índice de tipo de comportamiento de suelo del CPT I_c son utilizados típicamente como indicadores para establecer qué suelos son susceptibles a licuar (i). Si bien en la literatura existe discusión en torno a qué límites considerar, en este estudio se adoptan los criterios $IP < 18$ (Bray y Sancio, 2006) e $I_c < 2.6$ (Robertson y Wride, 1998) para establecer que los suelos son susceptibles a licuar. Suelos fuera de ese rango son automáticamente dejados fuera del análisis.

Para establecer el inicio de la licuación (ii), se utiliza el procedimiento simplificado (Seed e Idriss, 1971), el cual permite calcular un factor de seguridad FS frente a la licuación mediante la ecuación (1).

$$FS = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} MSF K_{\sigma} K_{\alpha} \quad (1)$$

donde CRR es la razón de resistencia cíclica del suelo, CSR es la razón de sollicitación cíclica del suelo, $CRR_{7.5}$ es la razón de resistencia cíclica del suelo para un sismo de magnitud 7.5, MSF es el factor de escala de magnitud del sismo, K_{σ} el factor de corrección por confinamiento y K_{α} es el factor de corrección por corte (Youd e Idriss, 2001).

En la actualidad existen versiones alternativas de este procedimiento, propuestas por diferentes autores, basadas en distintos tipos de mediciones in situ y bases de datos. Particularmente en este estudio se utilizan los métodos de Youd e Idriss (2001) (en adelante Y&I2001) y Boulanger e Idriss (2014) (en adelante B&I2014) tanto para el ensayo SPT como para el CPTu. De acuerdo a la experiencia de los autores, estos métodos son los más empleados en la práctica nacional.

Finalmente, para estimar los daños o efectos que producirá la licuación en superficie (iii), un enfoque práctico, que opera dentro del mismo marco conceptual utilizado en (ii), es la utilización de índices de vulnerabilidad. En el presente artículo se utiliza el asentamiento por reconsolidación post-licuación en una dimensión S_{v1D}

en campo libre (Idriss y Boulanger, 2008), el cual es comúnmente usado en la práctica para evaluar los efectos de la licuación y generar recomendaciones, como, por ejemplo, definir mejoramientos de suelo. La metodología descrita anteriormente se resume en la Figura 2.

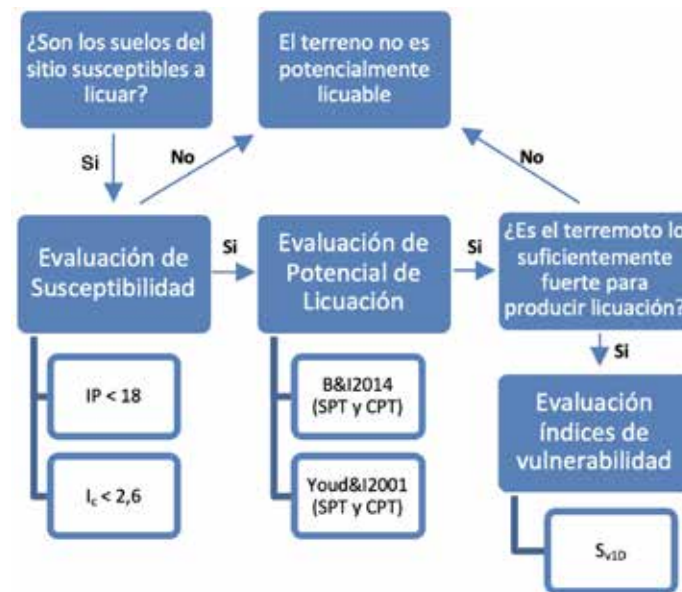


Figura 2: Metodología empleada para evaluar la licuación

Comparación directa entre resultados de SPT y CPTu

En primer lugar, se realiza una comparativa directa entre los factores de seguridad a la licuación obtenidos mediante los ensayos SPT y CPTu dentro de un mismo sitio, fijando la versión del procedimiento simplificado (en adelante método) utilizada. El método escogido corresponde a B&I2014, ya que es uno de los más recientes y utilizados en la práctica. Dado que la comparativa es punto a punto en profundidad, se escogen pares de ensayos SPT-CPTu cercanos para realizar este análisis, adoptándose como criterio un distanciamiento máximo en planta de 10 m entre ensayos. Los pares de ensayos seleccionados se indican en la Tabla 2. Debido a que el sitio 3 presenta una estratigrafía muy variable, con intercalaciones entre estratos finos y granulares, sumado a una topografía cambiante, este no se consideró para este análisis, ya que para una misma profundidad se podría no estar comparando el mismo suelo. En el caso de los sitios 1 y 2 los terrenos son prácticamente planos, con una estratigrafía poco variable y horizontal, y por lo tanto es razonable utilizarlos para este análisis.

Tabla 2: Ensayos escogidos para la comparación directa entre resultados SPT y CPTu

Sitio	SPT	CPTu	Distancia entre ensayos, m	Prof. máxima comparada, m	Método
1	1	1	10	20	B&I2014
1	1	3	8	26	B&I2014
2	1	1	4	15	B&I2014
2	2	2	5	15	B&I2014

Análisis de sensibilidad

Con el objetivo de examinar en mayor detalle la variabilidad que puede existir en la evaluación de la licuación para un sitio determinado, se realiza un análisis de sensibilidad que contempla variaciones tanto en los ensayos utilizados (SPT y CPTu) como en los parámetros de entrada y método adoptado. Para efectuar este análisis se utiliza como variable de salida el índice de vulnerabilidad S_{vID} , el cual entrega un valor representativo del efecto global de la columna de suelo, considerada hasta los 20 m de profundidad en este estudio.

Para este análisis se seleccionó un par de ensayos SPT-CPTu por cada sitio, cumpliendo con el criterio de que ambos se hayan realizado al menos hasta los 20 m de profundidad. Debido a que en este caso la comparativa es a nivel global, es decir, no punto a punto como en el caso anterior, se incorpora el sitio 3 al análisis. La Tabla 3 muestra los pares de ensayos escogidos.

Tabla 3: Ensayos escogidos para el análisis de sensibilidad

Sitio	SPT	CPTu	Distancia entre ensayos, m	Valor base S_{vID} SPT, cm	Valor base S_{vID} CPT, cm
1	1	3	8.0	19.1	16.8
2	4	2	16.0	1.8	14.5
3	1	2	13.0	32.0	14.3

Por otro lado, a continuación, se indican los cinco parámetros escogidos para el análisis de sensibilidad y se discute la relevancia de considerarlos en este análisis tomando en cuenta la variabilidad asociada a cada uno de ellos.

1) Aceleración máxima a_{max} : es uno de los parámetros que define la demanda sísmica de diseño y es utilizada para calcular CSR. Generalmente se obtiene a través de un estudio de amenaza sísmica desarrollado específicamente para el sitio. a_{max} puede presentar variaciones para un mismo sitio dependiendo de cómo se realice este estudio

(determinístico, probabilístico). Además, diferentes estudios pueden utilizar modelos predictivos (GMPEs) alternativos o asignarles pesos diferentes en el árbol lógico, entre otros aspectos que pueden variar. Finalmente, cada modelo predictivo tiene un nivel de incertidumbre, expresado en su desviación estándar.

2) Magnitud M_w : es el segundo parámetro que define la demanda sísmica de diseño y se utiliza para calcular MSF. Generalmente se obtiene a través de un estudio de amenaza sísmica y, por lo tanto, su variabilidad está condicionada según los mismos criterios que a_{max} .

3) Nivel freático N_f : debido a que la licuación es un fenómeno asociado a suelos saturados, el nivel freático adoptado define qué estratos son excluidos del análisis, además de tener efectos en el cálculo de CRR, K_σ y K_α . El nivel freático es por naturaleza variable, por ejemplo, existe una variación estacional, pero además existe una incertidumbre importante asociada a su medición. Por ejemplo, si la medición se realiza inmediatamente después de realizado un sondaje, esta podría presentar alteraciones debido a la presencia de aditivos.

4) Peso específico γ : tiene efectos en el cálculo de CRR, K_σ y K_α . Debido a que su medición directa y continua en profundidad presenta dificultades, en la práctica es usualmente estimado en base al tipo de suelo, o a través de correlaciones, por ejemplo, con parámetros del CPTu. Debido a lo anterior, es natural que exista una incertidumbre considerable asociada a este parámetro.

5) Porcentaje de energía del ensayo SPT ER_i : es uno de los factores de corrección que debe ser aplicado al número de golpes N_{SPT} , teniendo una gran influencia en su valor final normalizado y, por ende, en el cálculo de CRR. Si bien la norma NCh3364 (2014) exige que el equipo utilizado para ejecutar el ensayo SPT tenga una medición de energía vigente, con una antigüedad no mayor a un año para análisis de licuación, los autores han observado que esta no es una práctica generalizada en el país. Por otro lado, la medición misma contiene incertidumbre, ya que el valor de ER_i que finalmente se utiliza es el valor promedio reportado después de una serie de mediciones que presentan cierto nivel de variabilidad.

En la Tabla 4 se indican los rangos en que se decidió variar cada parámetro. Como se observa, se realizan dos análisis

de sensibilidad independientes. En el primero se establece una variación porcentual fija de $\pm 15\%$, lo que permite visualizar el efecto porcentual que cada variación genera en el índice S_{vID} . En el caso de M_w , este parámetro se truncó en un valor máximo de 9.5 para limitarlo a valores realistas. Debido a que en este primer análisis la variación real que sufre cada parámetro depende de la magnitud del valor base, esto puede distorsionar los resultados y las conclusiones. En consecuencia, se decide realizar un segundo análisis, estableciendo los rangos de variación de los parámetros en base a valores límites razonables que podrían darse en la práctica (según la experiencia de los autores), para examinar de esta forma los rangos máximos de variación que podrían derivarse.

Tabla 4: Análisis de sensibilidad de los parámetros de entrada

Parámetro	Análisis de sensibilidad 1	Análisis de sensibilidad 2
a_{max} , g	$[0.85a_{max}, 1.15a_{max}]$	$[0.2, 1.0]$
M_w	$[0.85M_w, 1.15M_w]$	$[7.0, 9.5]$
N_r , m	$[0.85N_r, 1.15N_r]$	$[0, 4]$
γ , kN/m ³	$[0.85\gamma, 1.15\gamma]$	no se considera
ERi, %	$[0.85ER_i, 1.15ER_i]$	$[60, 100]$

Por último, se incluye en el análisis la variabilidad derivada de utilizar versiones alternativas del procedimiento simplificado. En este caso, se decidió utilizar como caso base B&I2015 y variación Y&I2001.

Para visualizar los resultados y realizar el análisis de una manera adecuada se utilizan gráficos de tornado. La principal ventaja de este tipo de gráficos es que permiten observar cuán significativa es la variación de cada parámetro de manera aislada respecto a los demás. Tanto la variación de ensayos, como de parámetros y métodos se presentan en el mismo gráfico para poder analizar su importancia relativa en cada caso. El valor base (sin perturbar) de S_{vID} calculado en cada caso se entrega en la Tabla 3 y corresponde al obtenido mediante los parámetros indicados en la Tabla 1.

Resultados

Comparación directa de resultados SPT y CPTu

En la Figura 3 se muestra la comparativa establecida en la Tabla 2, de los FS obtenidos en profundidad entre los ensayos SPT y CPTu.

Comparando los resultados del Sitio 1 (Figura 3(a)) es posible observar que el FS de ambos CPTu arrojan resultados similares, reconociendo los mismos estratos licuables entre los 3.0 y 4.0 m (FS=0.70 aproximadamente), 5.0 a 14.0 m (FS = 0.30 aprox.) y 18.0 a 20.0 m (FS = 0.40 aprox.). Al comparar estos FS con los del SPT, se observa que estos coinciden con las profundidades de los estratos licuables detectado entre los 3.0 a 15.0 m, con FS similares, y además coinciden en los estratos inferiores entre 18.0 a 20.0 m de profundidad (FS = 0.4 aprox.).

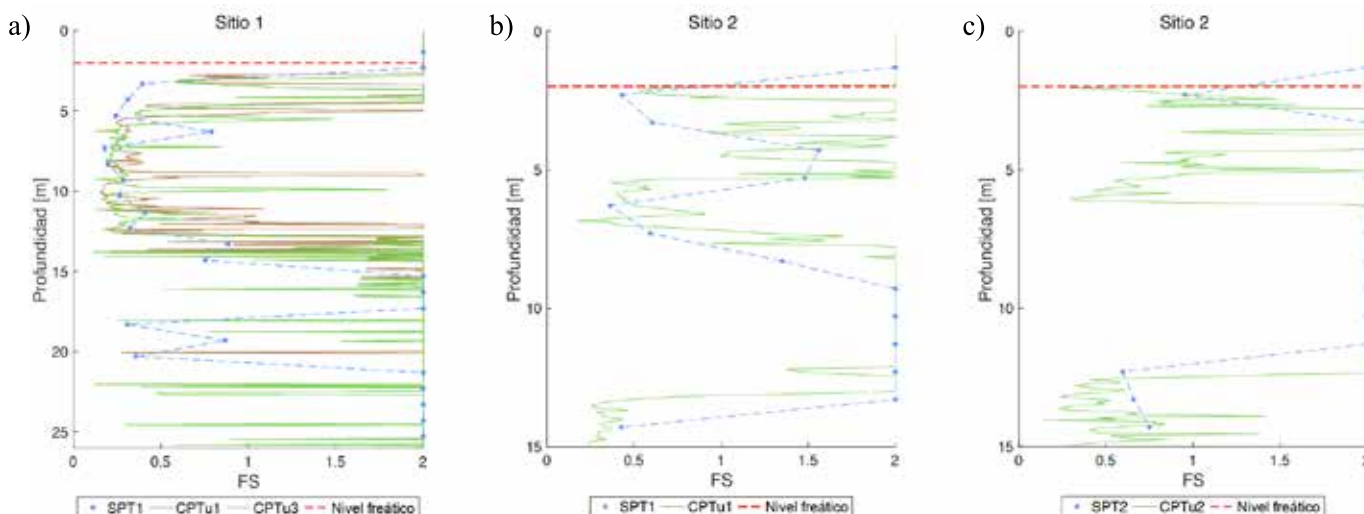


Figura 3: FS de licuación en profundidad. Comparativa SPT vs CPTu en sitios: a) 1, b) 2 y c) 2

Ahora, observando los resultados para el Sitio 2 (Figuras 3(b) y 3(c)) queda en evidencia que CPTu1 y CPTu2 entregan factores de seguridad similares en profundidad y son capaces de reconocer los mismos tres estratos licuables entre los 2.0 a 3.0 m (FS = 0.5 aprox.), entre 4.0 a 7.5 m (FS = 0.5 aprox.) y 12.0 a 15.0 m de profundidad (FS = 0.4 a 0.7 aprox.). En cambio, al comparar FS entre SPT1 y SPT2 se evidencia una diferencia entre los estratos licuables detectados, ya que el primer ensayo concuerda con los tres estratos licuables de los CPTu con capas licuable entre los 2.0 a 3.0 m (FS = 0.5 aprox.), 6.0 a 7.5 m (FS = 0.4 aprox.) y a los 14.0 m (FS = 0.4 aprox.), mientras que SPT2 considera que el suelo no es licuable en ese rango, pero sí detecta un punto licuable a partir de los 12.0 m. Ahora, comparando los resultados de FS de CPTu y SPT, para la Figura 3(b), se observa que estos coinciden en la detección los tres estratos licuables. En el caso de la Figura 3(c), el SPT solo es capaz de detectar el último estrato licuable.

Tanto en los resultados del Sitio 1 como del Sitio 2, el SPT con el CPTu coinciden en la detección de los estratos licuables, a excepción del SPT2 del Sitio 2. En este último caso (Figura 3(c)) el SPT no fue capaz de detectar las capas licuables más superficiales, lo que puede atribuirse en parte a su baja resolución (mediciones cada 1 m), comparado con el CPTu (mediciones cada 5 cm). Además, comparando el mismo tipo de ensayo para cada sitio, CPTu demostró tener una mayor repetibilidad que el SPT, como se puede observar en la Figura 3(a) para el CPTu y las Figuras 3(b) y 3(c) para el SPT.

La ecuación (2) corresponde a la relación entre los ensayos SPT y CPTu utilizada por Idriss y Boulanger (2004) para evaluar la consistencia entre métodos. Esta aplica a arenas con un contenido de finos menor o igual al 5%.

$$\frac{q_{c1N}}{(N_1)_{60}} = \frac{(2.092D_R + 2.224)^{3.788}}{46(D_R)^2} \quad (2)$$

Donde q_{c1N} es las resistencia de punta del cono normalizada, $(N_1)_{60}$ es la resistencia a la penetración estándar normalizada y D_R es la densidad relativa. La relación (2) es utilizada a continuación como referencia para comparar las diferencias observadas en la Figura 3. Para esto, en la Figura 4 se grafican junto a esta correlación los pares SPT-CPTu utilizados en la Figura 3, en términos de $(N_1)_{60cs}$ y q_{c1Ncs} ,

donde el subíndice es hace referencia a arena limpia equivalente (*clean sand*). Para poder comparar los ensayos en profundidad, los datos del CPTu fueron promediados en los rangos de 30 cm asociados a la medición de N_2+N_3 que resulta en el N_{SPT} correspondiente.

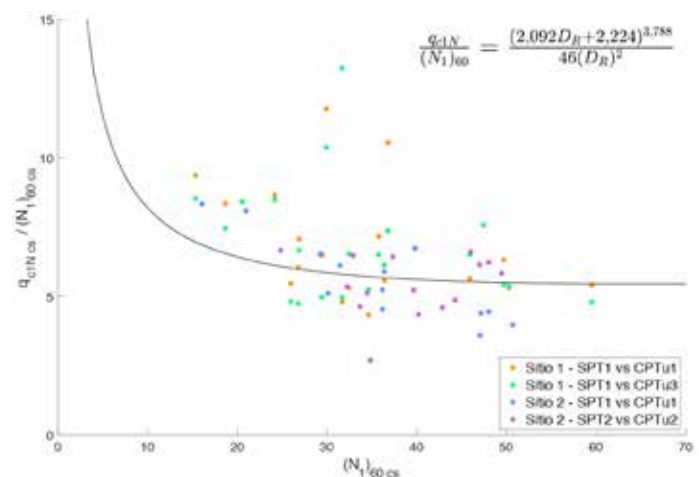


Figura 4: Comparación entre pares SPT-CPTu junto con correlación (2) de Idriss y Boulanger (2004)

Lo primero que puede observarse en la Figura 4 es que existe una dispersión significativa de los datos, lo que indica un ajuste débil a la curva de referencia (2) y refleja un alto grado de variabilidad en la caracterización geotécnica. Además, puede observarse que para valores de $(N_1)_{60cs}$ inferiores a aproximadamente 25, todos los datos se encuentran por sobre la curva de referencia (2), y para valores superiores a 25 los datos tienden a centrarse en torno a la curva, con la excepción de algunos valores atípicos que se alejan de manera importante. Lo anterior indica que el ajuste tiende a empeorar en el rango de valores de $(N_1)_{60cs}$ que es más relevante para la evaluación de la licuación, es decir, suelos más sueltos, donde el ensayo CPTu está reconociendo una mayor compacidad que el SPT.

Si bien la Figura 3 mostró que el ensayo SPT es capaz, en muchos casos, de capturar los mismos estratos licuables que el ensayo CPTu, lo que muestra la Figura 4 es que esto está sujeto a una gran variabilidad.

De acuerdo a Idriss y Boulanger (2004), la forma de la curva (2) puede entenderse en parte por las condiciones de drenaje de los ensayos SPT y CPTu, siendo el primero un ensayo marcadamente no drenado (generando un incremento positivo en la presión de poros para valores bajos de $(N_1)_{60}$), mientras que el segundo es un ensayo

drenado o parcialmente drenado, dependiendo de la distribución de tamaños de partícula (permeabilidad). Esta dependencia de la relación $q_{c1N}/(N_1)_{60}$ de las condiciones de drenaje de los ensayos, que a su vez depende del tipo de suelo y de cómo estos ensayos se ejecuten, introduce una complejidad que podría explicar en parte la gran variabilidad observada en la Figura 4.

Para la correcta interpretación de la Figura 4, sin embargo, hay que tener en consideración la diferencia de resolución entre ambos ensayos. En cada tramo de 30 cm que representa un dato del SPT se tienen alrededor de 6 datos capturados por el CPTu, lo que puede tender a distorsionar la relación entre ambos, especialmente en el caso de tramos con propiedades variables. A esto hay que agregar que para poder presentar los puntos junto a la curva de referencia se tuvo que corregir los datos para llevarlos a una arena limpia equivalente, lo que introduce un nivel adicional de distorsión.

Análisis de sensibilidad

En la Figura 5 se pueden observar los resultados de los análisis de sensibilidad 1 y 2 para los 3 sitios en estudio. Observando la variación de a_{max} , según el análisis de sensibilidad 1, esta no afecta a ninguno de los sitios de manera significativa, siendo el SPT del Sitio 2 el más sensible con un 6% debido al límite inferior; en CPTu la variación se mantiene bajo el 4% para cada límite. Con el análisis de sensibilidad 2 queda más clara la tendencia de que todos los sitios son más sensibles a una menor que a una mayor aceleración tanto en SPT como CPTu. Esto tiene explicación en el método escogido para calcular el asentamiento S_{VID} ; este llega a un valor límite para factores de seguridad muy bajos, por lo que una mayor aceleración no aumenta drásticamente el valor de este parámetro. Esta puede ser una tendencia extendida en Chile debido a los altos valores de a_{max} que suelen obtenerse en el país, especialmente en ciudades costeras, o sea, más cercanas a la fuente sísmica de terremotos de subducción.

Ahora, al variar M_w en el análisis de sensibilidad 1, queda en evidencia para SPT que solo el Sitio 2 tiene una variación hacia el límite superior, igual a un 14%, mientras que todos los sitios presentan variación hacia el límite inferior. Para CPTu todos los sitios varían tanto para el límite superior como el inferior. El análisis de sensibilidad 2 permite corroborar que la variación del asentamiento S_{VID} es más sensible al disminuir que aumentar M_w , a excepción del

CPTu del Sitio 3, el cual arroja una variación similar ante el aumento o disminución de este. Esto nuevamente puede encontrar explicación en que el método para calcular el asentamiento S_{VID} tiene un valor límite para factores de seguridad muy bajos, lo que es el caso de este sitio.

Al analizar la variación del nivel freático tanto en el análisis de sensibilidad 1 y 2 y los ensayos SPT y CPTu no queda clara la tendencia de qué ocurre con el asentamiento S_{VID} al aumentarla o disminuirla, ya que tiene variaciones positivas y negativas para ambos límites. Esto se debe a que al estar el nivel freático más profundo o superficial hace cambiar los esfuerzos efectivos del suelo, ya que ahora hay más suelo natural sobre el posible estrato licuable, lo que no siempre lleva a una disminución del asentamiento S_{VID} . También tiene relación con si hay más capas licuables en superficie, como es el caso del Sitio 3, que aumenta el asentamiento S_{VID} en un 38% con el nivel freático a nivel cero. Dado lo anterior, al momento de analizar un suelo licuable es bueno considerar dos niveles freáticos, uno al momento de corregir los datos, el cual corresponde al nivel medido en terreno al momento de realizar el ensayo; y otro que corresponda al análisis de potencial de licuación del suelo, para saber dónde es más desfavorable el nivel freático.

El porcentaje de energía de SPT es el parámetro en estudio que muestra variaciones más dramáticas, llegando al 71% de diferencia para el límite inferior en el Sitio 2 análisis 1 y 220% en el análisis 2, mientras que los otros sitios muestran una variación casi simétrica al momento de aumentar o disminuirlo. Esto es porque el Sitio 2 presenta más número de golpes/pie que pasan a licuar al momento de disminuir la energía.

Al variar el peso específico del suelo en el análisis de sensibilidad 1 se aprecia que el aumento de este lleva a un aumento en el asentamiento S_{VID} del sitio y su símil para su disminución. El ensayo CPTu demuestra ser más sensible al cambio en su estimación que SPT, llegando a variaciones cercanas al 20%.

Finalmente, en el análisis de sensibilidad 2 se muestra una comparación del asentamiento S_{VID} para los valores base entre Y&I2001 y B&I2014. Para SPT Y&I2001 presentó una variación promedio de 16% y para CPTu de 15%, siendo en todos los casos un valor menor que lo obtenido utilizando B&I2014.

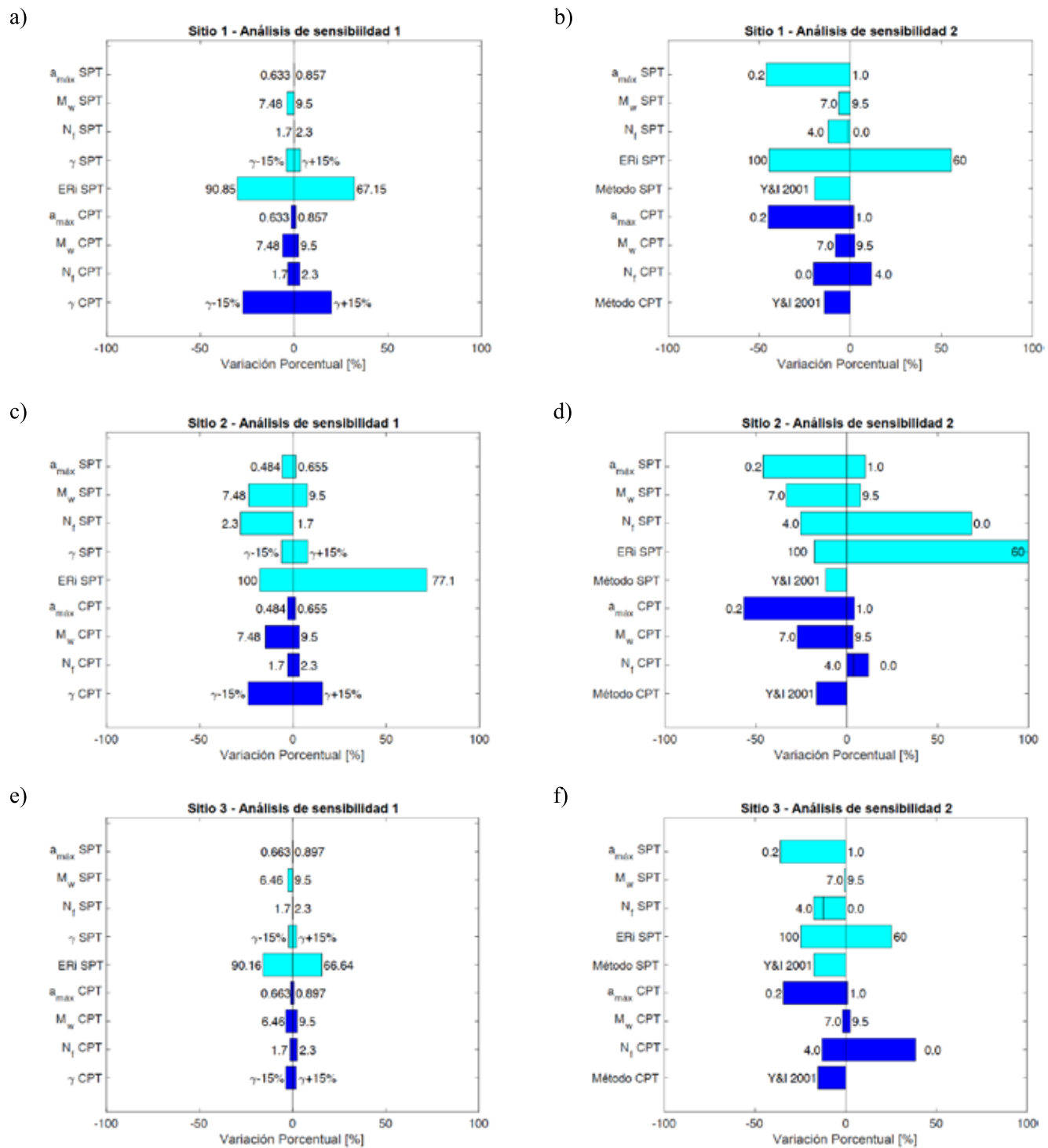


Figura 5: Resultados de análisis de sensibilidad de S_{VID} : (a) análisis 1, Sitio 1, (b) análisis 2, Sitio 1, (c) análisis 1, Sitio 2, (d) análisis 2, Sitio 2, (e) análisis 1, Sitio 3 y (f) análisis 2, Sitio 3

Conclusiones

En este artículo se examinó la variabilidad en la evaluación del potencial de licuación estudiando tres sitios ubicados

en Chile en los cuales se cuenta con datos de ensayos SPT y CPTu. Se muestran los rangos de variación que pueden producirse en la evaluación de la licuación al utilizar los

ensayos y métodos típicamente adoptados en la práctica nacional. Estos métodos son determinísticos, lo que conlleva a que en la práctica no suelen tomarse en cuenta las diferentes fuentes de incertidumbre presentes en el análisis.

En sitios de topografía plana, donde los ensayos SPT y CPTu se encuentran cercanos (distancias entre ellos menores a 10 m), se pudo observar que en promedio existe una correlación relativamente buena entre ambos al utilizar el método de Boulanger e Idriss (2014), tanto en la detección de estratos licuables como en los valores de factor de seguridad obtenidos. Sin embargo, como pudo observarse en la Figura 3(c), en algunos casos el SPT no es capaz de captar capas licuables en las que el CPTu sí puede, lo que puede atribuirse en parte a la diferencia de resolución entre ambos ensayos (mediciones cada 1 m versus mediciones cada 5 cm), dejando en evidencia una de las principales desventajas del SPT. La comparativa punto a punto entre los ensayos SPT y CPTu (Figura 4) mostró además que, si bien puede existir una buena correlación en promedio, esta está sujeta a una gran variabilidad. Una de las posibles causas de esta variabilidad tiene relación con la condición de drenaje que caracteriza a cada ensayo, que depende tanto del tipo de suelo como de la manera en que el ensayo es ejecutado, lo que complejiza la relación entre ambos.

Los resultados de los análisis mostrados en la Figura 5, dejan en evidencia la sensibilidad del procedimiento simplificado respecto a sus parámetros de entrada, lo que se refleja en las variaciones que sufre el índice S_{vID} . Tanto para a_{max} como M_w subestimar su valor tuvo un mayor peso en el asentamiento que sobreestimarlos, lo que se debe a que la forma de calcular S_{vID} presenta un valor límite de este para factores de seguridad muy bajos. Tomando en cuenta que en los tres casos de estudio considerados los valores base de estos parámetros son altos, variaciones hacia un límite superior son menos sensibles. Esto puede ser un patrón generalizado, considerando el alto nivel de amenaza sísmica presente en la mayor parte del país. Por otro lado, el nivel freático no presentó una tendencia clara de aumentar o disminuir el asentamiento según su posición, lo que se puede explicar por el efecto que esta genera en la normalización de los ensayos por confinamiento. En base a

lo anterior, se recomienda considerar dos profundidades de napa para estos análisis, una para la normalización de los ensayos con el nivel medido en terreno y otra que considere la variación estacional de esta para el análisis del potencial de licuación. El parámetro que demostró ser más sensible es el porcentaje de energía ER_i del SPT, lo que subraya la importancia de su medición. Si bien la norma NCh3364 (2014) exige que el equipo utilizado para ejecutar el ensayo SPT tenga una medición de energía vigente, los autores han observado que esta no es una práctica generalizada en el país. Finalmente, tanto para SPT como CPTu, el método de Youd e Idriss (2001) produjo menores valores de asentamiento, con una diferencia de aproximadamente 15%, lo que muestra la importancia de realizar el análisis con más de un método, de tal manera de considerar la incertidumbre epistémica presente en este tipo de análisis.

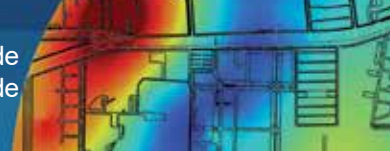
Tal como lo indica Idriss y Boulanger (2008), el ensayo CPTu, al tener mayor resolución y menor error de medición que el SPT, entrega una confiabilidad mayor en los resultados. Este estudio mostró además que, en algunos casos, los resultados pueden diferir significativamente entre ambos ensayos. Por otro lado, el SPT tiene algunas ventajas importantes sobre el CPTu. Puede haber sitios donde existan capas densas o granulares gruesos por encima de capas licuables, que no podrán ser atravesados por el ensayo CPTu. Además, el sondaje SPT permite visualizar el suelo y obtener muestras para realización de ensayos de laboratorio. En base a lo anterior, se recomienda que siempre se utilicen ambos ensayos de manera complementaria. En Chile la normativa de clasificación sísmica de suelos (DS61, 2011) exige, para una gran cantidad de casos, la ejecución de un sondaje de 30 m con medición continua de SPT cada metro, por lo que ya se contaría con uno de estos ensayos al momento de realizar un primer análisis de licuación, facilitando la opción de contar con ambos para el análisis definitivo.

Agradecimientos

Expresamos nuestros agradecimientos a Ornella Mella y Mikel Jainaga, ingenieros de proyecto de Ferrara, por la gran ayuda brindada en la generación de análisis mediante el programa Matlab.

Referencias

- Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. Report UCD/CGM-14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis CA, USA
- Bray, J.D. and Sancio, R.B. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **132**(9), 1165-1177
- DS61 (2011). Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios. Decreto Supremo ds61. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2004). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering* ICSDEE and *3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* ICEGE, D. Doolin *et al.* (eds.), University of California, Berkeley CA, USA, vol. 1, 32-56
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research institute, Oakland CA, USA
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall, Upper Saddle River NJ, USA
- Marchetti, S., Marchetti, D. y Villalobos, F. (2013). El dilatómetro sísmico SDMT para ensayos de suelos in situ. *Obras y Proyectos* **13**, 20-29
- NCh3364 (2014). Geotecnia - Ensayo de Penetración Estándar. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- Robertson, P.K. and Wride, C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal* **35**(3), 442-459
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division* **97**(9), 1249-1273
- 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., 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
- Youd, T.L. and Idriss, I.M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(4), 297-313



Aplicación de modelos geoestadísticos a datos de ensayos de cono dinámico DPSH Grizzly® realizados en suelos potencialmente licuables en el sector norte de la ciudad de Punta Arenas

Application of geostatistical models to dynamic cone tests DPSH Grizzly® data carried out in potentially liquefiable soils in the northern sector of Punta Arenas city

Fecha de entrega: 20 de enero 2022
Fecha de aceptación: 11 de abril 2022

Pablo Villarroel y Ramón Carrasco

Geotecnia Patagonia Ltda., Av. España 0686, Punta Arenas, Chile, psvillarroelu@gmail.com, geotecniapat@gmail.com

En este trabajo se presenta la aplicación de modelos geoestadísticos a 71 ensayos con penetrómetro dinámico pesado DPSH Grizzly® realizados durante los últimos 7 años en una amplia zona del sector norte de la ciudad de Punta Arenas. Este sector, se caracteriza por tener una extensa unidad, compuesta de arenas saturadas sueltas potencialmente licuables, la que está acompañada de otras unidades de menor extensión compuesta por suelos orgánicos y arcillas blandas denominada localmente como "mazacote". Los modelos geoestadísticos permitieron obtener una correlación espacial de los datos de resistencia por punta del penetrómetro dinámico DPSH Grizzly®. Mediante estimaciones de interpolación geoestadístico Kriging, se identificaron las unidades geotécnicas que conforman el sector en estudio y también las zonas más susceptibles al fenómeno de licuación. Se complementó el estudio con datos de sondajes SPT, cartas geológicas y geomorfológicas y calibraciones al penetrómetro dinámico DPSH Grizzly®, realizadas durante la ejecución y revisión de los ensayos.

Palabras clave: geoestadística, penetrómetro dinámico, estimación por Kriging, licuación de suelos

In this paper, the application of geostatistical models to 71 tests with a dynamic probe super heavy DPSH Grizzly® carried out during the last 7 years over a wide area of the northern sector of the city of Punta Arenas is presented. This sector is characterized by having an extensive unit, composed of potentially liquefiable loose saturated sands, which is accompanied by other smaller units composed of organic soils and soft clays locally known as "mazacote". Geostatistics models allowed to obtain a spatial correlation of the tip resistance data of the dynamic penetrometer DPSH Grizzly®. Through Kriging geostatistical interpolation estimates, geotechnical units that make up the sector under study were identified as well as the most susceptible areas to the liquefaction phenomenon. The study was complemented with data from SPT tests, geological and geomorphological charts and calibrations to the dynamic penetrometer DPSH Grizzly®, undertaken during the execution and review of the tests.

Keyword: geostatistics, dynamic penetrometer, Kriging estimation, soil liquefaction

Introducción

En la ciudad de Punta Arenas, se han realizado en los últimos 7 años más de 250 ensayos con penetrómetro dinámico DPSH-Grizzly® para distintos proyectos tanto públicos como privados, ya sean edificios de departamentos, loteos de viviendas sociales, condominios privados, locales comerciales, estructuras industriales,

entre otros. Del total de ensayos, 71 se realizaron sobre un cuadrante de aproximadamente 2800 x 2800 m acotado por las calles Enrique Abello-Avenida Frei y el borde costero de la ciudad según se observa en la Figura 1.

Dicho sector se caracteriza por tener una topografía bastante plana y con unidades geológicas definidas por una punta de acreción en gran parte de su extensión denominada

localmente como Punta Arenosa, la que como dice su nombre se caracteriza por tener estratos principalmente de arenas sueltas, mientras que hacia el oriente, se ubica el borde de una antigua terraza glaciolacustre y con estratos de suelo orgánico en su zona basal (Uribe, 1982). De acuerdo a la información recopilada de diversos estudios geotécnicos y estudios hidrogeológicos, otra característica del sector en estudio, es que posee una napa freática activa a una profundidad entre 1.5 y 2.5 m.

Mediante herramientas geoestadísticas se analizaron los penetrogramas de resistencia por punta de cada uno de los ensayos enmarcados de la zona de estudio, estableciendo correlaciones espaciales entre los ensayos mediante la determinación de variogramas experimentales, con los cuales se pueden definir variogramas teóricos necesarios para la interpolación mediante Kriging de una grilla de puntos contenida en el cuadrante (Villarroel, 2018). Esta herramienta, permite analizar gráficamente las unidades geotécnicas que conforman el sector en estudio y así acotar las zonas que posean una mayor o menor resistencia según sea el caso. En este sentido se ha establecido una correlación entre la resistencia de punta y un índice de susceptibilidad de licuación LPI (Iwasaki *et al.*, 1978), utilizando para ello un valor de umbral de resistencia de punta para el cual el sector en estudio es susceptible de licuación, según lo obtenido en estudios anteriores con ensayos DPSH y SPT (Peredo y Carrasco, 2018).



Figura 1: Zona nor-oriental de Punta Arenas, ensayos DPSH-Grizzly® y zona de estudio.

Penetrómetro DPSH – Grizzly®

El penetrómetro dinámico Grizzly® (sol-solution.com), mostrado en la Figura 2(a), permite realizar ensayos de penetración dinámica súper pesada DPSH, de acuerdo a la norma EN ISO 22476-2 (2005). El ensayo DPSH consiste en la hincada de un tren de barras metálicas con una punta cónica de 90° y un área de 20 cm² sobre las cuales se deja caer una masa de 63.5 kg a una altura de 76 cm, de manera similar a la ejecución de un ensayo SPT. El equipo posee un sistema automático y computarizado que permite medir, calcular y registrar en tiempo real la penetración obtenida en cada golpe, y la resistencia de punta q_d obtenida mediante la fórmula de hincado holandesa, eliminando así el factor humano en la obtención directa de los registros.

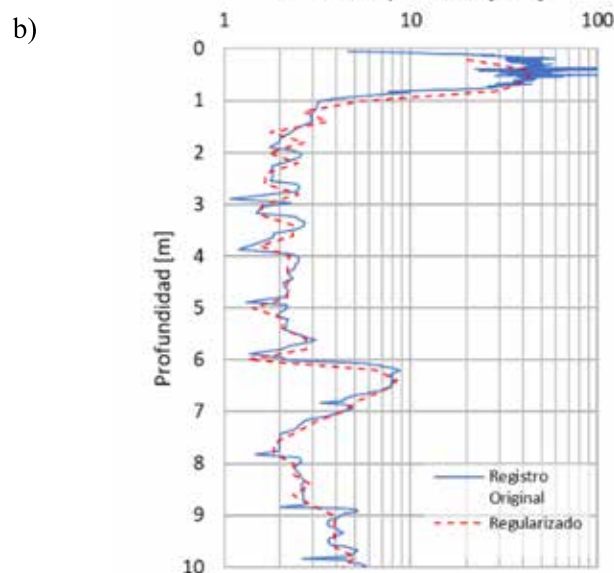


Figura 2: a) Equipo de ensayo DPSH Grizzly® y b) penetrograma de resistencia de punta

Los penetrogramas obtenidos de cada uno de los 71 ensayos utilizados para el presente estudio, se han regularizado según la expresión (1) con el fin de eliminar los valores atípicos, suavizar las señales y homogeneizar la longitud de todos los registros (Benz *et al.*, 2019). En esta ocasión se ha utilizado un valor de ventana de 0.20 m para la regularización de los penetrogramas.

$$q'_d = \frac{\sum q_d e_i}{\sum e_i} \quad (1)$$

Donde q_d corresponde a la resistencia de punta obtenida con un desplazamiento equivalente a e_i .

Por lo general los ensayos DPSH con equipo Grizzly® que ha ejecutado Geotecnia Patagonia, tienen una profundidad de 10 m, y excepcionalmente se han alcanzado profundidades de hasta los 20 m, lo anterior con el objeto de evitar una elevada fricción en las barras, y evitar inclinación del tren de barras que pudieran dañar mecánicamente el equipo. Por otro lado, gran parte de la zona en estudio posee una intervención antrópica propias del crecimiento de la ciudad, por lo tanto, es común encontrar capas superficiales que no corresponden a suelo natural y que por tanto alteran el penetrograma obtenido (Figura 2(b)). Además, distintos estudios geotécnicos e información hidrogeológica del sector muestran que la napa freática se encuentra a una profundidad del orden de los 1.5 a 2.0 m dominada por la presencia de esteros que atraviesan la zona de estudio. Es por todo lo anterior que la profundidad para la cual se han realizado los análisis van desde los 2.0 hasta los 10.0 m de profundidad.

Modelo geoestadístico

Análisis estadísticos y variable a utilizar

La variable a utilizar para la determinación del modelo geoestadístico corresponde al valor de resistencia de punta promedio del penetrograma q'_d regularizado entre los 2 y 10 m de profundidad, variable que definimos como \bar{q}'_d , y que tendrá asignada una posición específica en un plano, obtenida mediante navegador convencional GPS en coordenadas UTM. Para un mejor tratamiento de la información en el software de Geoestadística y para la generación del modelo en un sistema ortogonal a los ejes de un plano se ha utilizado un plano relativo de ubicación.

Variogramas experimentales y teóricos

Los variogramas experimentales son la herramienta básica de los modelos geoestadísticos, dado que permite analizar el comportamiento espacial de una variable sobre un área definida, siendo fundamental para la posterior estimación por Kriging ordinario. El variograma entrega la evolución de la varianza entre pares de datos para distintas distancias de análisis, partiendo generalmente desde valores bajos de varianza hasta alcanzar una denominada meseta a una distancia que se denomina generalmente como alcance, desde la cual ya no se obtiene una correlación espacial de los datos y la mejor estimación viene dada por la estadística clásica (Villarroel, 2018). Es habitual que los datos utilizados no estén distribuidos de manera regular en el espacio, como lo es en este caso, por lo que los programas de análisis incorporan tolerancias sobre las distancias y ángulos para el cálculo de los variogramas, según se muestra en la Figura 3. En este estudio se ha utilizado el software de código abierto SGeMS desarrollado por la Universidad de Stanford (sgems.sourceforge.net).

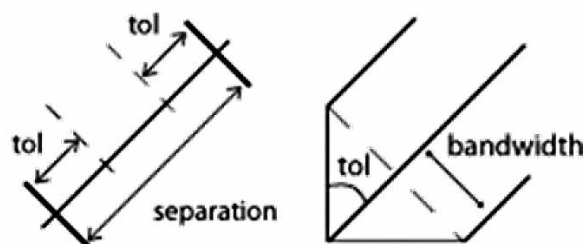


Figure 3: Tolerancias para la determinación de los variogramas experimentales SGeMS

Los variogramas teóricos corresponden al ajuste de una función matemática que mejor represente el variograma experimental, siendo los modelos esféricos, gaussiano y exponencial los más utilizados para la modelación geoestadística.

En la Figura 4 se muestra el omni-variograma experimental de la variable \bar{q}'_d , es decir, el variograma ponderado para todas las direcciones del plano, considerando para ello una separación entre pares de datos y ancho de banda de 70 m, y una tolerancia de 35 m. El variograma teórico que mejor se ajusta corresponde a un modelo esférico con un alcance de 950 m y una meseta de 6.9 MPa. Este alcance podría

interpretarse como la dimensión horizontal de las unidades geotécnicas que conforman la zona en estudio mientras que la disminución de la varianza para distancias mayores al alcance puede corresponder a la existencia de zonas alternadas de mayor y menor resistencia.

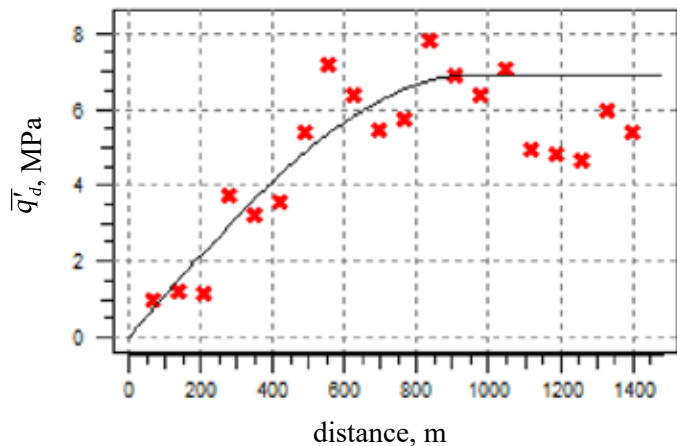


Figura 4: Variograma experimental y teórico de la variable \bar{q}_d

Interpolación mediante Kriging ordinario

La interpolación mediante Kriging utiliza como variables de entrada los valores de resistencia de punta \bar{q}_d con su respectiva ubicación en el plano relativo definido anteriormente, y además el modelo matemático del variograma teórico. Se ha definido una grilla de puntos distanciados a 5 m abarcando toda el área de estudio, para el cual el software obtendrá un valor de resistencia por punta de manera que se cumpla la variabilidad espacial definida por el variograma.

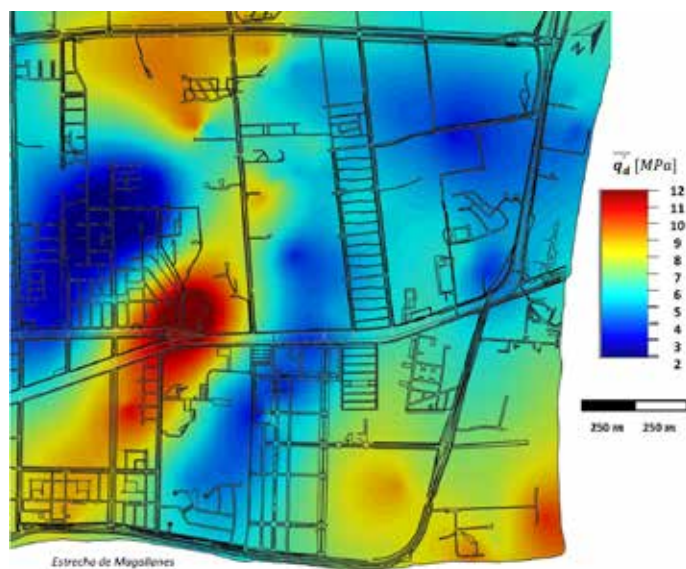


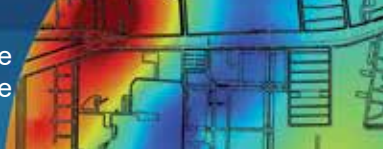
Figura 5: Estimación por Kriging de la resistencia de punta en el cuadrante en estudio

En la Figura 5 se muestra el resultado de la interpolación mediante Kriging ordinario de toda el área de estudio. De acuerdo a antecedentes geotécnicos como sondajes y calicatas realizadas en el sector junto con antecedentes geológicos (Uribe, 1982), la zona de más baja resistencia está dominada por la existencia de estratos de suelo con alto contenido orgánico. Las zonas de más alta resistencia ubicadas al oriente están dominadas por la existencia de un estrato de gravas de compacidad densa de unos 3 m de espesor (Carrasco, 1997). Mientras que la zona de alta resistencia ubicada al poniente está dominada por estratos arenosos densos sobre estratos de arcillas blandas denominadas localmente como mazacote, y que corresponden a una terraza glaciolacustre ubicada a una cota levemente superior que el resto de la zona en estudio. Además, se puede ver gráficamente la alternancia de zonas con mayor y menor resistencia, lo que ya se podía inferir del variograma experimental, y que las dimensiones de cada zona son aproximadamente equivalentes al alcance definido por el variograma.

Susceptibilidad de licuación

Definición del índice LPI_{GR}

Estudios anteriores realizados por Peredo y Carrasco (2018) determinaron en base a la comparación de ensayos DPSH – Grizzly® con ensayos SPT un valor umbral de resistencia de punta para el cual las arenas de la formación de la punta de acreción son susceptibles de licuación, valor definido en $\bar{q}_d \leq 7.5$ MPa. Considerando que la zona en estudio está conformada por arenas saturadas en gran parte de su extensión y tomando en cuenta el valor umbral de resistencia se ha definido un factor de seguridad según la expresión (2), el cual se utilizará para la determinación de un índice de potencial de licuación LPI_{GR} definido en (3). El propósito de este análisis es comparar los penetrogramas de cada uno de los ensayos cuantificando y ponderando las zonas que posean una resistencia por debajo de la resistencia umbral. Debido a que el índice de potencial de licuación LPI está ligado a un factor de seguridad a la licuación (Iwasaki *et al.*, 1978) proviene originalmente de un análisis realizado para ensayos SPT, sobre el cual existen rangos asociados al potencial de licuación, y que además los penetrogramas utilizados en este estudio tienen registros hasta los 10 m de profundidad y no hasta los 20 m, es que se ha diferenciado la nomenclatura a LPI_{GR} .



$$FS_{GR} = \begin{cases} 1 - \frac{q'_d(z)}{7.5} & \text{si } q'_d \leq 7.5 \text{ MPa} \\ 0 & \text{si } q'_d > 7.5 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2)$$

Donde $\bar{q}'_d(z)$ es la resistencia de punta regularizada para un intervalo de 0.20 m a una profundidad z .

$$LPI_{GR} = \int_{z=2}^{z=10} FS \times W(z) dz \quad (3)$$

Donde $W(z) = 10 - 0.5z$

Relación entre \bar{q}'_d y LPI_{GR}

Como una manera de visualizar si \bar{q}'_d puede ser una variable representativa de todo el penetrograma se han obtenido los valores de LPI_{GR} para cada uno de los 71 ensayos analizados y se han comparado con su respectivo valor de \bar{q}'_d . En la Figura 6(a) se presentan ambas variables donde se observa que en términos generales existe una buena correlación entre ambas variables, lo que evidentemente está dominada por valores de $\bar{q}'_d \leq 7.5 \text{ MPa}$, correspondiente al 66% del

total de ensayos, donde para una función exponencial se obtiene una calidad de ajuste $R^2 = 0.97$, mientras que para valores mayores la variabilidad aumenta significativamente, donde el valor \bar{q}'_d no entrega valores acotados de LPI_{GR} , con un $R^2 = 0.55$. La Figura 6(b) muestra una curva de mejor ajuste para todos los datos con $R^2 = 0.86$.

Comparación con ensayos SPT

Por lo general los ensayos DPSH-Grizzly® ejecutados, han sido parte de estudios geotécnicos sin otros ensayos o bien como un complemento de sondajes con ensayos SPT, por lo tanto, no siempre están lo suficientemente cercanos entre sí para obtener una comparación directa entre todos los ensayos utilizados. Sin embargo, la geoestadística y la relación con la variable LPI_{GR} pueden entregar información espacial para corroborar si existe relación con la variable LPI obtenida directamente de ensayos SPT. Para corroborar aquello se realizó un análisis que consistió, en primer lugar, en la obtención por medio de la interpolación geoestadística de resistencia de punta \bar{q}'_d sobre un punto espacial donde se tenga información de ensayos SPT. Posteriormente se obtiene el valor LPI_{GR} con la correlación obtenida en la Figura 6(a), valor que finalmente se compara con el valor de LPI (Iwasaki *et al.*, 1978, 1981, 1982) obtenido del ensayo SPT.

La obtención del Índice de Potencial de Licuación LPI se obtuvo considerando un sismo de magnitud $M_w = 6.8$ y aceleración $A_0 = 0.28g$, valores utilizados para la obtención de la resistencia por punta umbral (Peredo y Carrasco, 2018) y que corresponde a valores habituales entregados por informes de riesgo sísmico para la zona en estudio. Por otro lado, los ensayos SPT seleccionados para este estudio fueron ejecutados por el mismo operador y la misma máquina, evitando con ello mayor variabilidad en los datos producto de factores de ejecución y eficiencia del ensayo.

En la Figura 7, se muestra la relación entre las variables $LPI(SPT)$ y LPI_{GR} , esta última obtenida indirectamente mediante la interpolación de la variable \bar{q}'_d . Se observa que para la zona donde existe un valor de $\bar{q}'_d \leq 7.5 \text{ MPa}$, la variable LPI_{GR} tiene una relación lineal con la variable LPI obtenida de ensayos SPT, con un $R^2 = 0.92$ y con 11 ensayos SPT analizados, permitiendo inferir que la variable \bar{q}'_d es un buen indicador de la susceptibilidad de licuación para esas zonas en particular. Esto podría explicarse en que esta

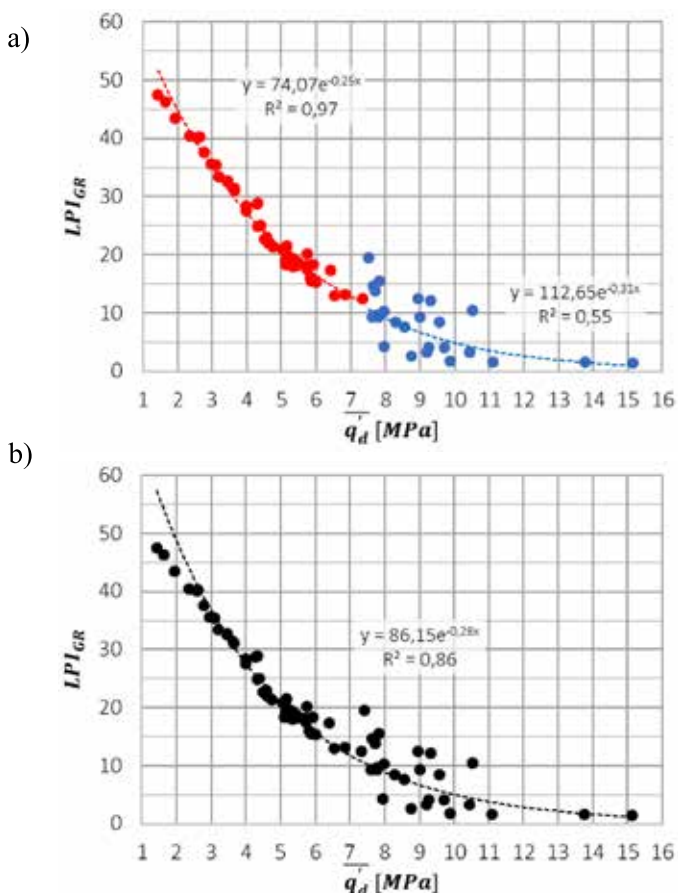


Figura 6: Relación LPI_{GR} versus \bar{q}'_d , a) ajustes para $7.5 \text{ MPa} \leq \bar{q}'_d$ y b) ajuste para todos los datos

zona posee estratos arenosos de compacidad suelta y relativamente uniformes en profundidad, no así en la zona con $\bar{q}_d \leq 7.5$ MPa, donde se analizaron 7 ensayos SPT, en el cual un valor alto de resistencia de punta \bar{q}_d , y por tanto un valor bajo de LPI_{GR} , no garantiza una menor susceptibilidad de licuación, puesto que a profundidades entre 10 y 20 m existen suelos arenosos sueltos y saturados que definen los valores altos de LPI .

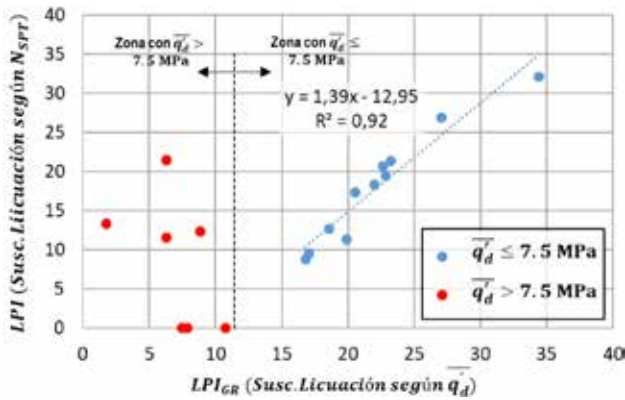


Figura 7: Comparación LPI_{GR} y $LPI(SPT)$ por zonas

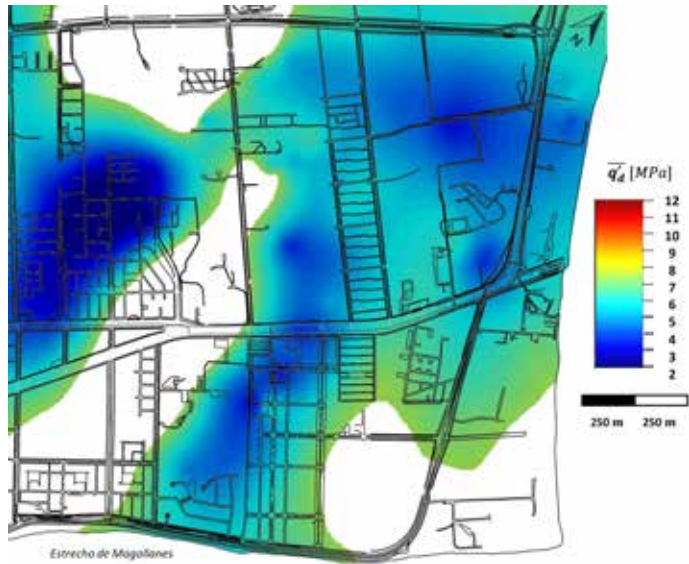


Figura 8: Zonas con $\bar{q}_d \leq 7.5$ MPa

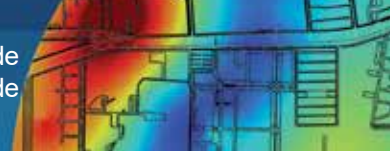
De manera particular los puntos donde existe un $LPI = 0$ se encuentran ubicados en la zona con $\bar{q}_d \leq 7.5$ MPa ubicada al poniente, donde según se ha mencionado anteriormente existen estratos granulares densos superficiales pero en profundidad aparecen suelos de consistencia blanda denominados como “mazacote”, cuya clasificación habitual según sistema USCS es CL o CH, donde evidentemente el análisis de licuación no es aplicable.

En la Figura 8 se presenta las zonas donde la variable \bar{q}_d podría ser un buen indicador respecto a la susceptibilidad de licuación del suelo.

Conclusiones

De acuerdo a los resultados obtenidos mediante la aplicación de modelos geoestadísticos y los análisis espaciales entre los ensayos DPSH – Grizzly® y ensayos SPT, es posible inferir las siguientes conclusiones:

- Si bien la obtención del variograma experimental muestra un claro ajuste teórico, el espaciamiento irregular entre ensayos y la existencia de sub-zonas con mayor/menor densidad de ensayos hace aumentar la dispersión del variograma, por lo que lógicamente, en la medida que se ejecuten más ensayos dentro de esta zona se debería obtener un ajuste cada vez más preciso.
- Valores de $\bar{q}_d \leq 7.5$ MPa resulta ser un buen indicador de todo el penetrograma de resistencia en profundidad expresado en la variable de susceptibilidad LPI_{GR} . Para valores mayores, la variabilidad aumenta significativamente, lo que indica la existencia de estratos con diferencias considerables en su resistencia de punta. Esta diferencia podría indicar la existencia de un proceso/origen geológico específico para esas zonas, distinto a las demás zonas en estudio.
- De la misma manera para las zonas de $\bar{q}_d \leq 7.5$ MPa se obtiene una buena correlación entre las variables LPI_{GR} (obtenida indirectamente de la variable \bar{q}_d) y LPI (obtenida directamente de los ensayos SPT), por lo que en estos casos un ensayo DPSH (Grizzly) de 10 m de profundidad resulta representativo para un análisis de susceptibilidad de licuación. En las zonas con $\bar{q}_d \geq 7.5$ MPa no se obtiene una tendencia, y no se garantizan menores valores de susceptibilidad, excepto en las zonas ubicadas al poniente donde existen matrices de suelos finos en los que no aplica la determinación de estos índices. En estos casos, profundizar el ensayo y acercarse hasta los 20 m resulta ser una alternativa válida para obtener una mejor interpretación en términos de susceptibilidad, siempre que se tome en consideración los riesgos mecánicos propios de la ejecución (inclinación, aumento de roce, rotura de barras).



- La zona en estudio representa aproximadamente el 20% de la superficie urbana de Punta Arenas, y de acuerdo al análisis de susceptibilidad realizado, una gran parte de esta zona, posee una clasificación superior a 5 (medio) e incluso superiores a 15 (muy alto), lo que indica que existe un alto potencial de efectos adversos ante un evento sísmico importante, más aún si se considera, que por esta zona, pasa gran parte de las líneas subterráneas de suministros básicos de la ciudad.
- Finalmente, se puede concluir, que el ensayo con penetrómetro dinámico DPSH (Grizzly®) puede ser una herramienta útil para la caracterización geotécnica del subsuelo y un buen complemento para los ensayos SPT, lo que permitiría abarcar una mayor extensión de exploración geotécnica y zonificación, mediante herramientas geoestadísticas en otras zonas de la ciudad, acotando, por cierto, aquellas áreas donde un ensayo de 10 m de profundidad entregue un valor representativo.

Referencias

- Benz-Navarrete, M.A., Breul, P. and Moustan, P. (2019). Servo-assisted and computer-controlled variable energy dynamic super heavy penetrometer. *XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, López-Acosta et al. (eds.), Cancun, Mexico, IOS Press, 65-72
- Carrasco, R. (1997). *Zonificación geotécnica en algunos sectores de Punta Arenas y soluciones particulares para mejoramiento y fundaciones*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile
- EN ISO 22476-2 (2005). Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 2: Dynamic probing. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
- Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K. (1982). Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes. *Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Southampton, UK, 925–939
- Iwasaki, T., Tokida, K. and Tatsuoka, F. (1981). Soil liquefaction potential evaluation with use of the simplified procedure. *First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis MO, USA, 209-214
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K. and Yasuda S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. *2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction – Research and Application*, San Francisco CA, USA, vol. 2, 885–896
- Peredo, V. y Carrasco, R. (2018). Correlación entre el ensayo penetrómetro dinámico Grizzly (DPSH) y SPT en arenas potencialmente licuables del sector Punta Arenosa en la ciudad de Punta Arenas. *X Congreso Chileno de Geotecnia*. Valparaíso, Chile, artículo 1661
- Uribe, P. (1982). Geología y consideraciones geotécnicas del suelo de fundación de Punta Arenas. Informe taller de título II. Departamento de Geología Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Villarroel, P. (2018). *Estudio del control de compactación de tranques de relaves mineros utilizando modelos geoestadísticos*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile



Caso de fundación profunda con pilotes prefabricados de hormigón armado y monitoreo mediante Pile Driving Analyzer PDA

Deep foundation with driven precast concrete piles and monitoring with Pile Driving Analyzer PDA

Fecha de entrega: 25 de enero 2022

Fecha de aceptación: 12 de abril 2022

Nicolás Tapia, Matías Cuitiño y Aldo Guzmán

Pilotes Terratest, Alonso de Córdova 5151, of. 1401, Las Condes, Región Metropolitana, Chile, ntapiavalencia@gmail.com, mcuitino@terratest.com, ag@terratest.cl

Se presenta un caso de fundación profunda para una planta industrial en Puerto Natales mediante pilotes prefabricados de hormigón armado, hincados en suelos arcillosos de muy baja compacidad ($N_{spt} < 5$ golpes/pie). Se utiliza equipamiento y métodos para evaluar la integridad estructural de los pilotes y su capacidad geotécnica mediante monitoreo con PDA (Pile Driving Analyzer) durante la hinca. Con los resultados del ensayo PDA en conjunto con la herramienta computacional CAPWAP, se verificaron las hipótesis de diseño, logrando, durante la ejecución del proyecto, optimizar la profundidad de empotramiento y variar la cantidad de pilotes requerida.

Palabras claves: fundaciones profundas, pilote de hormigón prefabricado hincado, monitoreo, PDA

A practical case of deep foundation for an industrial plant in Puerto Natales is presented using precast reinforced concrete piles, driven into soft clays ($N_{spt} < 5$ blows/ft). Equipment and methods were used for the evaluation of the pile structural integrity and their geotechnical capacity by means of PDA monitoring (Pile Driving Analyzer) during driving. With the results of the PDA test, together with the CAPWAP computational tool, the design hypotheses were verified. During the execution of the project, it was possible to achieve the optimization of the embedment depth and the variation of the number of piles required.

Keywords: deep foundations, driven-precast-concrete pile, monitoring, pile driving analyzer

Introducción

La hinca de pilotes prefabricados de hormigón armado es una técnica de fundación profunda que se enmarca dentro del grupo denominado como pilotes de desplazamiento total, ya que su ejecución se realiza mediante la hinca en el terreno de elementos prefabricados de hormigón armado, normalmente de sección cuadrada o circular, aplicando impactos de energía controlada. Aprovechando la compresión en punta y el desplazamiento lateral que provoca su penetración en el terreno, genera una ganancia de resistencia en el pilote en comparación a un pilote preexcavado por la mejora del suelo circundante por densificación (e.g. Rhyner, 2018; Taiping y Huishan, 1988). Los impactos controlados que son utilizados en la hinca provienen del uso de martillos de alta tecnología que son montados sobre grúas o piloteras especialmente

diseñadas. Los martillos más usuales actualmente pueden ser hidráulicos o Diesel, y permiten variar la energía mediante el cambio de la masa o modificando su altura de caída.

Este artículo trata sobre la utilización de pilotes prefabricados de hormigón armado para las fundaciones de un proyecto de naves industriales y estanques de acopio, ubicados en Puerto Natales, Región de Magallanes, Chile.

No contamos con registros de utilización de pilotes prefabricados de hormigón armado en Chile en los últimos 25 años. Los equipos y tecnología utilizados en este proyecto corresponden al estándar actual de la técnica y permiten grandes ventajas al poder alcanzar cargas más altas en los pilotes y poder medir su capacidad de carga e integridad con instrumentación como se ampliará más adelante.



El “mapeo geotécnico” relacionado a proyectos de pilotes hincados es el trabajo inmediatamente previo al inicio de la instalación de los pilotes del proyecto, mediante el cual se realiza un determinado número de ensayos dinámicos de alta deformación para determinar aspectos importantes como la definición de rechazo de un pilote, capacidad de carga, y la profundidad de hinca en cada sector en que se divide la obra.

El presente artículo muestra las principales ventajas obtenidas con el sistema de fundación profunda con pilotes prefabricados con las condiciones de borde de este proyecto y los resultados del proceso de mapeo y control geotécnico en pilotes hincados mediante ensayos de carga dinámica de alta deformación. Estos pilotes fueron instrumentados y controlados mediante el sistema PDA (Pile Driving Analyzer; Candela y Sainz, 1993; Arcos y de Juan, 2007), dispositivo que reúne los componentes para procesar las señales de los sensores, almacenar y visualizar los datos.

En general, la capacidad de carga de pilotes hincados puede ser estimada mediante las expresiones empíricas de hinca que parten de la medida del rechazo, el cual se define como el descenso permanente que sufre un pilote al recibir una cantidad determinada de golpes de cierta energía. En la literatura existen numerosas fórmulas propuestas por diferentes autores (*e.g.* FHWA, 2016), que dependen del peso del martillo, peso del pilote, altura de caída de la masa y rechazo medido. Estas formulaciones, que se basan en el principio de conservación de energía, permiten una estimación rápida, aunque requieren una calibración previa. Con el avance de la electrónica y la tecnología, el uso de estas fórmulas va siendo reemplazado por el análisis de hinca con equipos como el PDA que utiliza el principio de propagación de ondas.

El caso que se presenta en este trabajo toma como lineamiento de diseño el manual de FHWA (2016), el cual permite definir el factor de seguridad geotécnico en base a un porcentaje mínimo de ensayos realizados sobre la cantidad total de pilotes a ejecutar en todo el proyecto. En específico, para este proyecto que contempló realizar fundaciones en varias naves y estanques de acopio, se ensayaron el 2% de los pilotes ejecutados, lo cual permitió definir el factor de seguridad global equivalente de capacidad geotécnica de los pilotes a un $FS = 2.15$.

Propagación de ondas, fundamento y metodología.

Los métodos modernos de análisis de hinca de pilotes se basan en la ecuación de propagación de ondas de compresión o tracción que viaja a lo largo del pilote durante el proceso de hinca (Smith, 1960; Candela *et al.*, 1996; FHWA, 2016).

El método CASE, desarrollado a mediados de los años 60 en Case Western Reserve University (Cleveland OH, EEUU) es un método de predicción de la capacidad portante del pilote basado en mediciones tomadas por equipos electrónicos como el PDA en el mismo momento de la hinca. Este modelo considera una hipótesis de pilote uniforme, elástico y un comportamiento plástico ideal del suelo, obteniéndose la expresión general de consideraciones teóricas y experimentales, que expresan la resistencia del suelo RLT como una suma de dos componentes, una estática S y una dinámica D .

El método CASE expresa la resistencia estática S y dinámica D de la siguiente forma:

$$RLT = S + D \quad (1)$$

$$RLT = \frac{1}{2} [F(t_1) + F(t_2)] + \frac{1}{2} [V(t_1) - V(t_2)] \left(\frac{EA}{c} \right) \quad (2)$$

donde RLT es la resistencia total del suelo durante la hinca, $F(t)$ es la fuerza en la cabeza del pilote en función del tiempo, $V(t)$ es la velocidad en la cabeza del pilote en función del tiempo, t_1 es el tiempo elegido durante la hinca, por lo general el primer peak, t_2 es el tiempo de reflejo del primer peak, desde la punta del pilote ($t_1 + 2L/c$), L es la longitud del pilote por debajo del punto de medición, E es el módulo elástico del material del pilote, A es el área de la sección transversal del pilote y c es la velocidad de la onda de propagación en el pilote. El analizador de hinca (PDA) es un dispositivo que utiliza el método CASE para analizar las señales que recibe de los sensores de deformación (ϵ) y aceleración instalados en los pilotes, tal como se muestra en la Figura 1. Se pueden determinar, entre otros parámetros, la resistencia movilizada del pilote en el terreno, energía transmitida al pilote, esfuerzos máximos de compresión y tracción generados dentro del pilote, velocidad de propagación de ondas de velocidad y fuerza e integridad estructural.

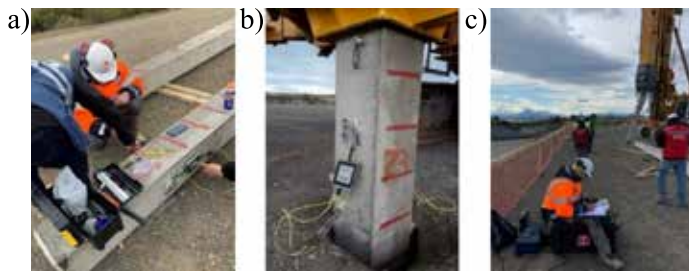


Figura 1: a) Instalación sensores, b) instalación pilote y c) monitoreo con equipo PDA

A principio de los años 1970, se desarrolló un programa de cálculo denominado CAPWAP (case pile wave analysis program) (Goble y Rausche, 1970; Rausche *et al.*, 1972). CAPWAP es un software que mediante un proceso iterativo (signal matching) permite simular señales similares a las capturadas con el PDA durante el registro. De esta igualación de señales se obtienen los distintos parámetros estáticos y dinámicos del suelo, como también la resistencia del pilote, entre otros.

CAPWAP (CW) se basa en un modelo matemático que discretiza el sistema martillo-pilote-suelo en segmentos continuos y uniformes (elementos finitos), asociando a cada uno un modelo de resorte elasto-plástico y un amortiguador. CAPWAP usa como input la onda descendente medida (WD_m) para poner en movimiento el modelo del pilote (ver Figura 2), y calcula una onda ascendente WU_c y la compara con WU_m (medida por el PDA) en el tiempo $2L/c$. Así se van ajustando los parámetros del modelo iterativamente hasta que WU_c y WU_m se asemejen.

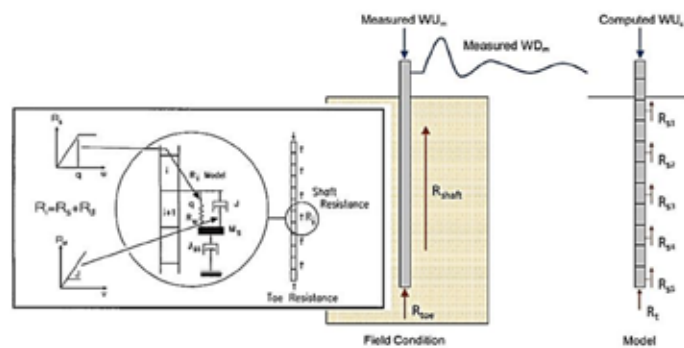


Figura 2: Modelo martillo y pilote en el método de igualación de señal CAPWAP (FHWA, 2016)

Proyecto

El presente caso corresponde a la fundación profunda de una planta industrial en Puerto Natales y ubicada a metros del mar.

De acuerdo con el estudio geotécnico, el subsuelo se encontraba conformado en su estrato superior mayormente por depósitos de arcilla blanda a muy blanda denominado Mazacote, muy característico en la región de Magallanes (Donoso y Avalos, 2006), cuyo espesor alcanzaba una profundidad variable de hasta 28 m desde la plataforma de trabajo. La arcilla presentaba valores de N_{spt} de 0 a 7 golpes/pie, con varios puntos con cero golpes/pie, con $\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$ y $s_u = 2$ a 57 kN/m^2 (caracterizada en promedio con $s_u = 20 \text{ kN/m}^2$) habiendo incluso observado que las barras del ensayo descendían por peso propio en algunos tramos. Subyaciendo a la arcilla se encuentra un depósito de grava limo-arcillosa de buenas características geotécnicas y apto para empotrar la punta del pilote, con valores de $N_{spt} > 60$ golpes/pie, $\gamma = 2.1 \text{ ton/m}^3$, $\phi' = 40^\circ$.

La presencia de una arcilla con alta deformabilidad obligaba a adoptar una solución que controlara o redujera los asentamientos esperables para las estructuras y en particular para los tanques del proyecto. Alternativas con columnas de grava no permitían reducir los asentamientos al nivel requerido para el proyecto.

Dada la ubicación geográfica de la obra, el uso de pilotes precavados hormigonados in situ no era una solución competitiva por el alto costo del suministro de hormigón. Por lo tanto, se propuso la utilización de pilotes hincados prefabricados de hormigón armado de sección $27 \times 27 \text{ cm}$ que eliminaba muchos problemas logísticos.

La capacidad estructural minorada de los pilotes de acuerdo con la norma ACI318 (2019), utilizando hormigón de resistencia de 50 MPa, se calculó en 234 ton, mientras que la capacidad minorada a tracción, utilizando acero con fluencia 420 MPa, se determinó en 41 ton. Los pilotes son prefabricados en longitudes de tramos de hasta 12 m de largo, lo cual facilita su transporte y manejo en obra, pero hace necesario el uso de juntas rápidas especiales para unir tramos de pilotes. Estas juntas de acero están formadas por piezas metálicas prefabricadas unidas por un sistema de clavijas y pasadores de acuerdo a la norma EN 12794 (2005), como se puede apreciar en la Figura 4. La resistencia última a tracción es de 98 ton (carga máxima a tracción admisible durante la hincada de 88 ton). Para el proyecto de estudio, se utiliza un martillo hidráulico marca Junttan HHK7-9A con masa de 7 ton, permitiendo controlar y regular su altura de caída hasta los 1.2 m y controlar la



frecuencia de los golpes. El martillo fue montado sobre un equipo de pilotaje sobre orugas Bauer BG28 de última generación, facilitando su movilidad en la obra y el guiado de los tramos de pilote a hincar con el mástil del equipo.

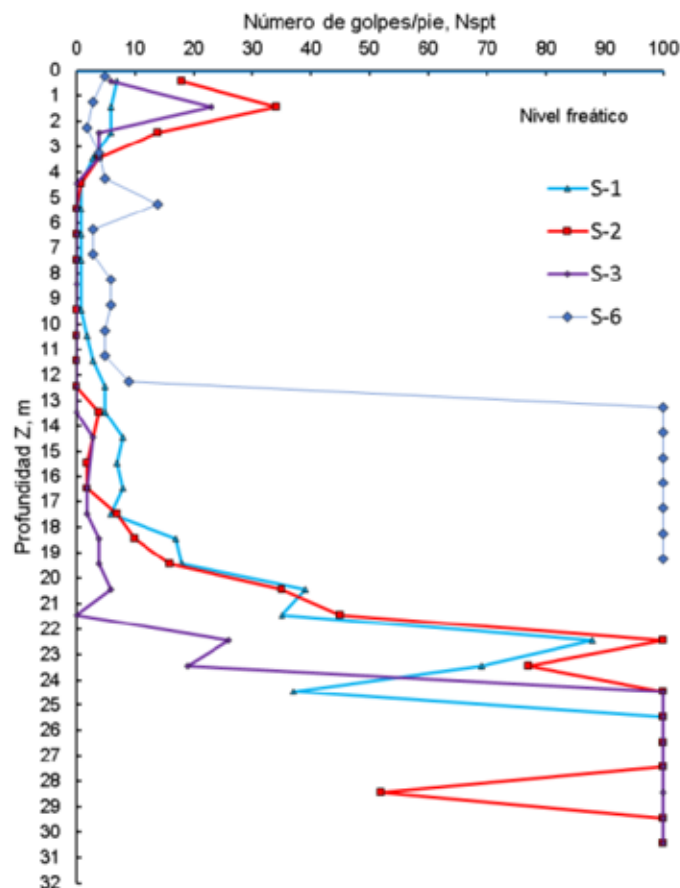


Figura 3: Variación de Nspt con la profundidad



Figura 4: Junta rápida para pilote prefabricado según norma EN 12794 (2005)

Monitoreo geotécnico

Para la etapa de mapeo previo se utilizó el equipo PDA, con el cual se tomaron lecturas de las deformaciones y aceleraciones que ocurren en el pilote mediante el uso de acelerómetros y deformímetros, lo cual permite inferir las tensiones que tienen ocurrencia dentro del pilote por efecto de la hincia. Mediante el uso de la ecuación de onda, se estima in situ la integridad del pilote y su capacidad portante, lo cual permite definir criterios de rechazo, validar o verificar las hipótesis de diseño del proyecto y determinar la profundidad de hincia en cada sub-sector del proyecto.

En la Figura 5 se muestra el plan del mapeo para una de las naves industriales del proyecto en estudio, del cual, según lineamientos de la FHWA (2016), se debe realizar ensayos de carga dinámica de alta deformación al 2% de los pilotes ejecutados del proyecto (16 pilotes para esta nave).

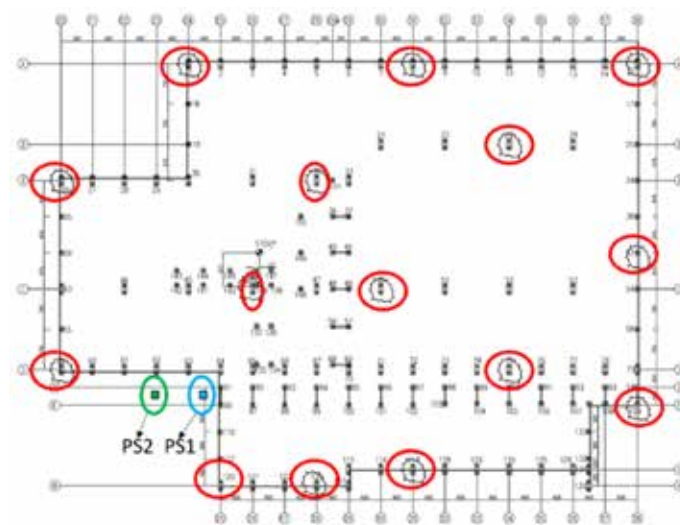


Figura 5: Vista en planta nave industrial 01, en círculos se indican los pilotes instrumentados con PDA en etapa de mapeo.

El principal objetivo del monitoreo con PDA es verificar la capacidad de carga última del pilote en un proceso de hincia directa, sin llegar a superar su capacidad estructural. Por otro lado, el monitoreo sirve para determinar el largo requerido de los pilotes en cada sector, lo cual permite optimizar el diseño. Luego, realizando un modelo 3D con todos los pilotes del mapeo es posible interpolar la profundidad esperable del resto de los pilotes en cada punto, lo cual supone un beneficio importante en términos de costos en la utilización de tramos de pilotes y pérdidas de longitud por descabezado.



Las mediciones de deformación y aceleración fueron tomadas por debajo de la cabeza el pilote, en un punto ubicado a 75 cm por debajo de la cabeza del pilote. Dos deformímetros y dos acelerómetros piezo-resistivos fueron fijados en los lados opuestos de los pilotes para ese fin como se puede ver en la Figura 6.

Además, como parte del proceso de mapeo, se seleccionaron 7 pilotes al azar a los cuales se les realizó rehincas instrumentada, esto con la finalidad de cuantificar la ganancia producto del acomodamiento del suelo circundante al pilote (ganancia de fuste). Esto último se complementa con la resistencia en punta y también permite optimizar la longitud final del pilote. Estos ensayos de rehincas se realizaron a 24 h y 7 días (ver Tabla 1).

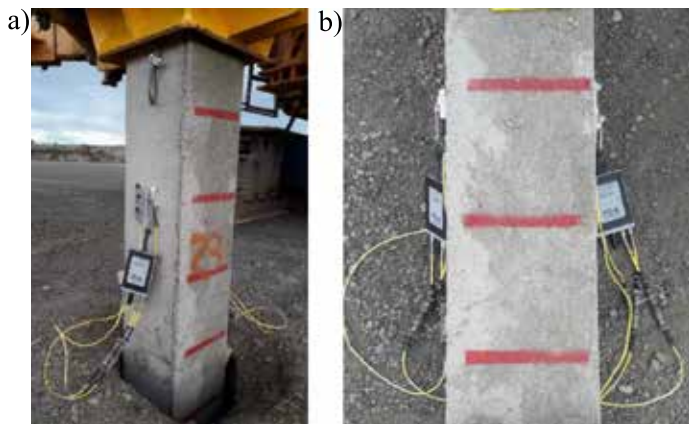


Figura 6: Instrumentación instalada en el pilote: a) vista lateral y b) vista frontal

Tabla 1: Recuperación o ganancia de resistencia del suelo (cargas de fuste medidas)

Pilote	Hinca directa, kN	Rehincas a 7 días, kN
32A	250	550
59B	350	480
62	200	310
64	315	520
109B	270	510
117B	360	480
120B	320	430

Se evidencia la recuperación del suelo representada por un valor promedio de aproximadamente 1.6 entre los días 1 y 7, a lo cual se denomina SETUP, es decir, ganancia de resistencia en relación con la resistencia al final de la hinca inicial. La resistencia por fricción ganada promedió fue de 170 kN. El valor de SETUP obtenido del proceso de rehincas fue algo menor al utilizado en la simulación de hincabilidad previa (SETUP = 2.0) (Thendean *et al.*,

1996). Sin embargo, la menor ganancia medida por fuste fue compensada por la mayor capacidad de punta alcanzada en la grava.

Para el caso del Pilote 117B, en la Figura 7 se presenta una comparación de las curvas medidas con PDA (método CASE) en hinca directa (día 1) y rehincas (día 7), bajo las mismas condiciones de masa y altura de caída de la masa. La curva continua representa la fuerza aplicada por el martillo al pilote, y la línea segmentada representa la velocidad (integración de la aceleración) de la onda que se propaga. Se puede apreciar que ambas curvas representan una condición de pilote empotrado, ya que ambas, velocidad y fuerza, se mantienen iguales hasta cerca del tiempo $2L/c$ (L es la profundidad de la punta del pilote), separándose abruptamente poco antes de este punto, donde la fuerza aumenta debido a la condición de empotramiento y la velocidad cae.

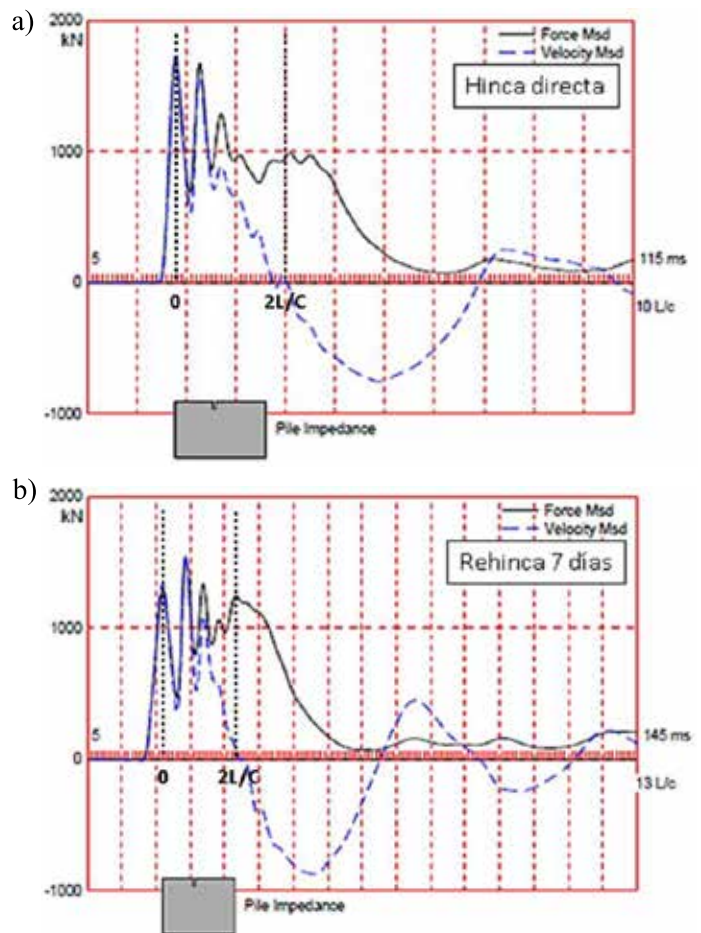


Figura 7: Curvas de velocidad/fuerza versus tiempo para el pilote 117B: a) hinca directa y b) rehincas en 7 días



Las señales obtenidas con los sensores fueron analizadas con CAPWAP, pudiendo constatar que el proceso iterativo tuvo un buen ajuste entre las curvas de carga aplicada medida y simulada, como se puede apreciar en la Figura 8. De las simulaciones con “signal matching” se obtiene la curva de carga versus deformación del pilote mostrada en la Figura 9, en donde 1280 kN corresponden a la capacidad de punta y 480 kN corresponde a la capacidad de fuste del pilote, sumando una capacidad última de 1760 kN.

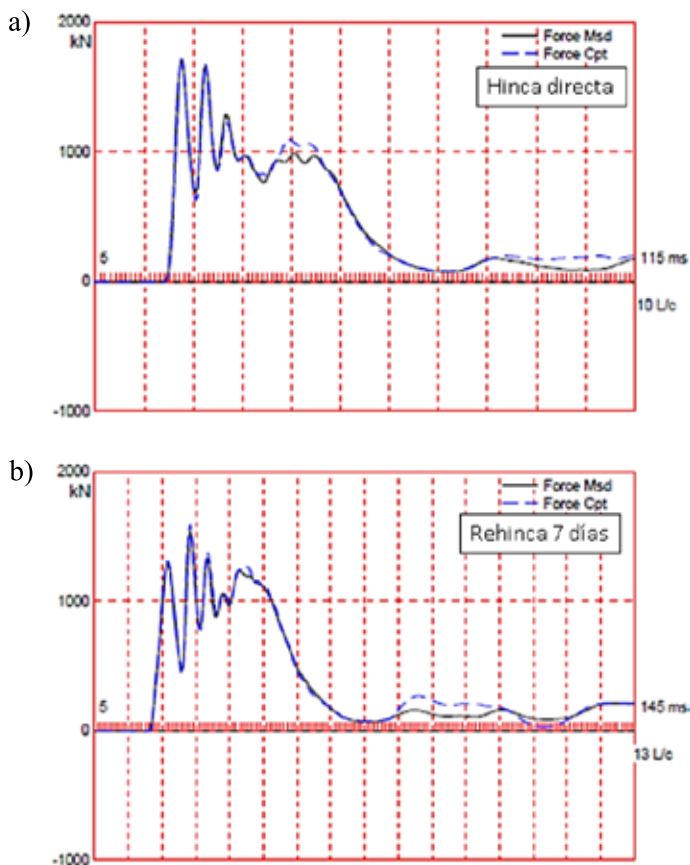


Figura 8: Simulaciones CAPWAP para el pilote 117B: a) hinca directa y b) rehinca en 7

En 16 ensayos realizados con PDA en una de las naves, los esfuerzos máximos durante la hinca en la parte superior del pilote (CSX) medidos por el PDA alcanzaron valores máximos de 36 MPa. Los valores máximos recomendados por la norma europea EN12699 (2015) en pilotes de hormigón armado son del 90% del f_c (40 MPa). A pesar de las altas tensiones de compresión durante la hinca, cercanas al límite, no se evidenció rotura en los pilotes. Los esfuerzos máximos de tracción recomendados por la EN12699 (2015) según el tipo de acero utilizado es de 7.3 MPa, evidenciándose máximos en las pruebas del orden

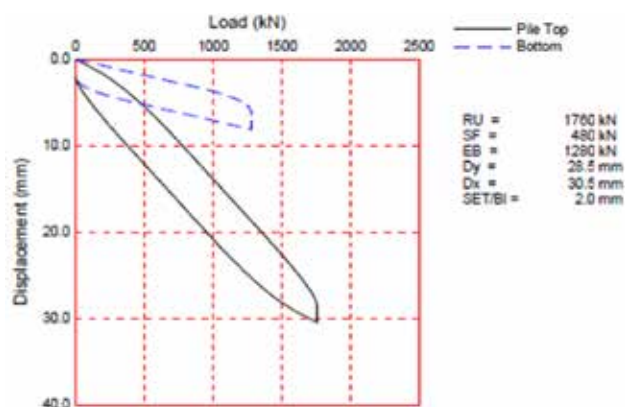


Figura 9: Simulación carga-deformación CAPWAP para el pilote 117B

de los 7.8 MPa, los cuales estuvieron levemente sobre el límite de los esfuerzos recomendados. Todo lo anterior fue controlado por el ingeniero de terreno con tal de llevar al límite de la capacidad a todos los pilotes de prueba, sin poner en riesgo la integridad estructural de los pilotes.

Estructuración de la fundación con pilotes hincados

La estructura de la planta se diseñó de tal forma que los pilares descargaban en zapatas o cabezales de hormigón armado apoyados sobre varios pilotes. En caso de utilizar menos de tres pilotes por zapata, se utilizaron riostras para poder controlar los momentos en el sentido perpendicular al eje que une dos pilotes.

En caso de esfuerzos horizontales elevados, como por ejemplo en la zona de tanques del proyecto, y dada la baja capacidad de tomar momentos de los pilotes hincados por su pequeña sección (27 x 27 cm) se diseñaron pilotes inclinados como se observa en la Figura 10, siendo posible un diseño eficiente de la fundación.

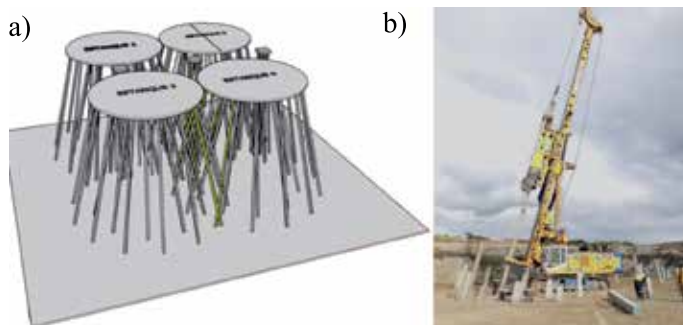


Figura 10: a) Pilotes inclinados para absorber esfuerzos horizontales y b) hinca de pilotes inclinados



Conclusiones

Este artículo describe el primer proyecto ejecutado de pilotes hincados prefabricados de hormigón armado después de varias décadas, lo cual es un hito dentro del abanico de soluciones de fundaciones profundas disponibles en Chile.

La utilización de pilotes hincados prefabricados de hormigón armado permitió resolver eficientemente y de forma muy controlada la fundación profunda de una planta industrial en un terreno con suelos de muy baja resistencia y condiciones geográficas y de borde que hacían muy costosa otra solución.

La integridad estructural de los pilotes y su capacidad geotécnica fueron monitoreadas mediante el equipo PDA (Pile Driving Analyzer) a través de ensayos dinámicos de alta deformación, los que permitieron visualizar la integridad estructural del pilote, capacidad de carga, rendimiento del martillo y tensiones de compresión y tracción en los pilotes. El monitoreo permite comprobar la profundidad del suelo competente, permitiendo en algunos casos disminuir la longitud de los tramos a prefabricar, lo que representa un considerable ahorro en costos de hormigón y juntas. Además, el monitoreo permitió definir una condición de rechazo que permitiese acortar los plazos del proyecto y por sobre todo no correr riesgos de sobrepasar la capacidad estructural de los pilotes producto de tensiones excesivas a compresión o tracción producto del hincado.

El uso de pilotes prefabricados en el proyecto generó una eficiencia de la solución en costos, plazos y resultado técnico. La importante cantidad de ensayos dinámicos de gran deformación (24 en total) que se pudieron realizar en la etapa de monitoreo se tradujo en beneficios económicos importantes tanto en materias primas como en logística, pero también aportó una gran seguridad al proyecto dada la gran cantidad de ensayos realizados, limitándose las incertidumbres propias de otras tecnologías que requieren ensayos estáticos, que muchas veces representan un elevado costo y conllevan detrás gran logística.

Referencias

ACI318 (2019). *Building code requirements for structural concrete and commentary*. American Concrete Institute, Farmington Hills MI, USA

Arcos, J.L. y de Juan M.A. (2007). Pilotes prefabricados: Una solución óptima para cimentaciones profundas. *Prefabricados de Hormigón*, Asociación Nacional de la Industria del Prefabricado de Hormigón ANDECE, Madrid, España, 6-19

Candela, J. y Sainz, B. (1993). Ensayos dinámicos de carga en pilotes prefabricados hincados para la cimentación de estructuras en la Isla de la Cartuja (Expo'92 – Sevilla). *Ingeniería Civil* **90**, 33-55

Donoso, P.A. y Avalos, C.A. (2006). Caracterización geotécnica y geomecánica del suelo fino de Punta Arenas denominado Mazacote. *Trabajo de título de Constructor Civil*, Universidad de Magallanes, Chile

EN12794 (2005). *Precast concrete products. Foundation piles*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium

EN12699 (2015). *Execution of special geotechnical works. Displacement piles*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium

FHWA (2016). *Design and construction of driven pile foundations*. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington DC, USA, FHWA-NHI-16-009 (vol. 1), 16-010 (vol. 2), 16-064 (vol. 3)

Goble, G.G. and Rausche, F. (1970). *Pile load test by impact driving*. Highway Research Record, Highway Research Board, No. 333, Washington DC, USA, 123-129

Rausche, F., Moses, F. and Goble, G.G. (1972). Soil resistance predictions from pile dynamics. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **98**(9), 917-937

Rhyner, F.C. (2018). *Densification of granular soil by pile driving and implications for evaluation of liquefaction*. *International Foundation Conference and Equipment Expo IFCEE 2018*, ASCE GSP 294, Orlando FL, USA, 284-300

Smith, E.A.L. (1960). *Pile driving analysis by the wave equation*. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division* **86**(4), 35-61

Taiping, Q. and Huishan, L. (1988). Influence of pile driving on characteristics of liquefiable soils. *2nd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. Missouri University S&T, St. Louis MO, USA, 765-768

Thendean, G., Rausche, F., Likins, G. and Svinikin, M. (1996). *Wave equation correlation studies*. *5th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*. F. Townsend, M. Hussein, and M. McVay (eds.), University of Florida, Gainesville FL, USA, 144-162

Efectos topográficos, de sitio e interacción estructura-suelo-estructura. Un caso de estudio

Topographical, site and structure-soil-structure interaction effects. A case of study

Fecha de entrega: 25 de enero 2022

Fecha de aceptación: 12 de abril 2022

Julio Sucasaca y Esteban Sáez

Departamento de Ingeniería Estructura y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Macul, Chile, jcsucasaca@uc.cl, esaez@ing.puc.cl

En este trabajo se investiga los efectos de la topografía en forma de talud, efectos de sitio, y la interacción dinámica entre edificios cercanos de muros de corte ubicados en una pendiente costera arenosa. Para ello, se desarrolló un modelo numérico basado en edificios y sitios reales que fue calibrado y tomado como caso de estudio. Se realizaron análisis de propagación de ondas para derivar factores de amplificación topográfica y evaluar el comportamiento de los edificios ante diferentes escenarios. Se encontró que el perfil superficial del sitio tiene gran impacto en la respuesta dinámica de edificios rígidos pequeños. Además, se muestra que el escenario de estructura-suelo-estructura tiene efectos adicionales despreciables desde un punto de vista práctico respecto al escenario de suelo-estructura. Los resultados sugieren tener precaución en el diseño de edificios de baja altura rígidos ubicados cerca de la cresta de un talud.

Palabras clave: efectos topográficos, interacción estructura-suelo-estructura, propagación de ondas, análisis dinámico no lineal

In this work, we investigate the influence of slope topography, site effects and dynamic interaction between shear-wall buildings located closely on a sandy coastal scarp. To this end, a numerical model is developed based on real site and buildings properties calibrated and taken as case of study. Wave propagation analyses are conducted to derive topographical amplification factors and to assess dynamic buildings responses for different scenarios. It was found that the surface profile of the site has a large effect on the dynamic response of low-rise stiff buildings. Moreover, it is shown that structure-soil-structure scenario has negligible effect from a practical point of view in comparison to soil-structure interaction. The results suggest that care should be taken in the design of low-rise stiff buildings located near a slope crest.

Keywords: topographical effects, structure-soil-structure interaction, wave propagation, nonlinear dynamic analysis

Introducción

Durante eventos sísmicos, las ondas sísmicas se propagan desde la fuente hacia el sitio, causando cargas dinámicas en estructuras civiles. Estas estructuras interactúan con el suelo circundante, conllevando a la interdependencia entre las respuestas estructurales y las respuestas del suelo.

La interacción suelo-estructura (SSI) es raramente considerada de forma explícita en los análisis sísmicos de estructuras, pero existen numerosas investigaciones al respecto, las que generalmente consideran edificios únicos ubicados sobre suelos con superficie horizontal. Sin embargo, muchas veces las estructuras en áreas

urbanas se encuentran cercanas entre sí, y están ubicadas sobre topografías irregulares. Este es el caso de muchos complejos habitacionales emplazados en taludes costeros.

La SSI ha sido un área de investigación activa por décadas, donde se usaron métodos analíticos y numéricos principalmente propuestos para la industria de energía nuclear como se describe en Kausel (2010), Menglin *et al.* (2011) y Roesset (2013). Más recientemente, la interacción estructura-suelo-estructura (SSSI), un sub-área que incluye los efectos adicionales de interacción entre edificaciones cercanas, fue explorada debido a la densificación de áreas urbanas. En general, estos análisis evalúan la modificación

de las respuestas dinámicas estructurales y del suelo respecto al mismo edificio soportado por una base rígida. Esta modificación de la respuesta se debe principalmente a: (1) estratigrafía del suelo, (2) efectos topográficos, (3) disipación de energía por radiación desde las estructuras hacia estratos profundos de suelo, (4) comportamiento inelástico del suelo, (5) desarrollo de presiones de poro, (6) comportamiento inelástico de las estructuras, (7) evolución del contacto en la interface suelo-estructura, (8) efectos de interacción dinámica entre edificaciones cercanas y (9) intensidad, duración y contenido de frecuencias de las señales sísmicas de entrada.

Los efectos de sitio en la modificación del movimiento sísmico también fueron estudiados por décadas, e igualmente los efectos topográficos ganaron interés (Paolucci, 2002; Assimaki *et al.*, 2005; Zhang *et al.*, 2018). Sin embargo, existen pocos estudios que incluyen los efectos de SSI en conjunto con topografías irregulares de la superficie del terreno (Alitalesh *et al.*, 2018; Assimaki y Kausel, 2007), y de la misma forma los estudios de SSSI son limitados a modelos sencillos (Luco y Contesse, 1973; Wong y Trifunac, 1975; Vicencio y Alexander, 2018), y muy pocos consideran modelos refinados (Han *et al.*, 2020; Bolisetti y Whittaker, 2020). De la revisión literaria, los efectos topográficos en edificaciones emplazadas cerca de la cresta de un talud, combinado con los efectos de interacción entre edificaciones cercanas, y considerando la no-linealidad del suelo, modificarán de forma compleja las demandas sísmicas, y a priori no es claro si estos efectos serán beneficiosos o perjudiciales.

Debido a que la combinación de estos tres efectos es común en muchos proyectos residenciales, el objetivo principal de este estudio es evaluar numéricamente la influencia de los efectos topográficos y la interacción dinámica entre edificios cercanos ubicados en un talud costero arenoso, en la respuesta sísmica de edificios medianos de muros de corte, tomando edificios reales como caso de estudio y considerando la interacción dinámica no-lineal estructura-suelo-estructura.

Caso de estudio

El caso de estudio seleccionado es representativo de edificaciones típicas ubicadas en taludes arenosos a lo largo de sitios costeros como en la región de Valparaíso en Chile o el departamento de Lima en Perú. Este consiste

en un proyecto residencial formado por dos edificaciones independientes de muros de concreto armado. La primera es de pequeña altura de 8 niveles ubicada cerca de la cresta del talud, y es usado como parqueo vehicular (edificio “P”) y está cimentada sobre micropilotes en sus muros perimétricos y centrales. La segunda es de mediana altura de 28 niveles ubicada a media altura del talud, es usada como torre de departamentos (edificio “A”), con estructuración típica chilena de tipo “espina de pescado” (Westenenk, 2013) y está cimentada sobre pilas de 10 m de largo y losa de fundación de 1.2 m de espesor. El talud considerado en este estudio tiene una pendiente media de 30° y aproximadamente 90 m de altura. El estrato superficial es una arena superficial poco densa (arena de duna), con un espesor aproximado de 5 m, y aumenta su cementación con la profundidad (duna vieja). El nivel freático es suficientemente profundo para desprestigiar sus efectos. El sistema de contención de tierras usado fue pilas ancladas discontinuas con cobertura horizontal de madera y concreto proyectado, usando entre 2 y 6 filas de anclajes. Ambos edificios se encuentran suficientemente separados del sistema de contención tal que se evite el golpeo entre ambas estructuras. La Figura 1 muestra la vista global y en planta de las edificaciones y el talud; y la sección 2D seleccionada para el análisis.

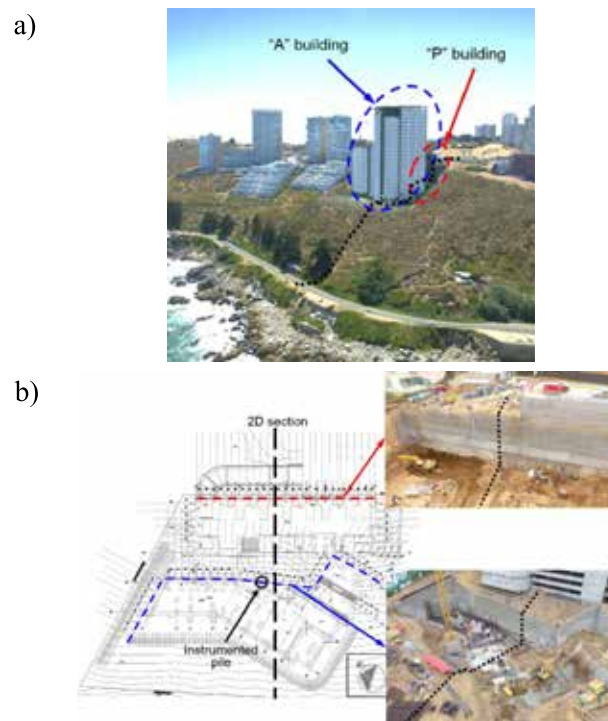


Figura 1: a) Vista general y b) en planta del caso de estudio

Se realizó una investigación geotécnica en el sitio incluyendo perforaciones geotécnicas de 30-40 m para SPT y se extrajeron muestras de suelos, el perfil de velocidades de la onda de corte se midió con técnicas basadas en dispersión de ondas de superficie. Se realizaron ensayos triaxiales para determinar parámetros de resistencia, y ensayos de torsión cíclica y columna resonante para determinar curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento. Además, una de las pilas ancladas fue instrumentada con un inclinómetro, teniéndose las medidas de deflexión (Raddatz y Taiba, 2018).

Modelamiento numérico

Modelo de elementos finitos y calibración

Se realizó un modelo 2D equivalente de deformaciones planas y elementos finitos del sistema suelo-estructura. Primeramente, se construyeron modelos 3D completos de los edificios en base fija para rescatar los parámetros modales de masa sísmica, frecuencias y formas modales. Luego, modelos sencillos de los ejes estructurales representativos de los edificios en la dirección del talud fueron calibrados mediante un proceso de optimización. Esto se muestra en la Figura 2.

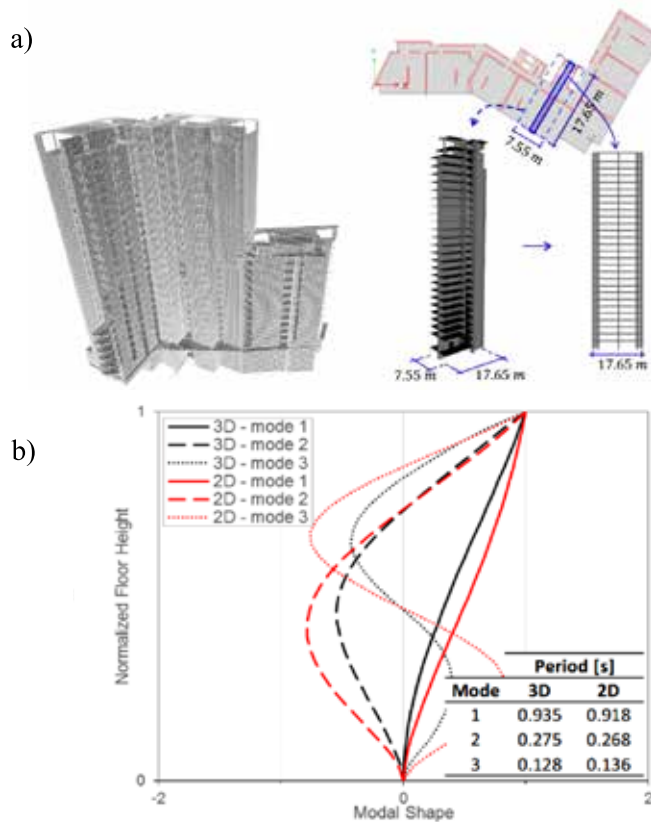


Figura 2: a) Modelo numérico del edificio “A” y b) calibración y propiedades modales

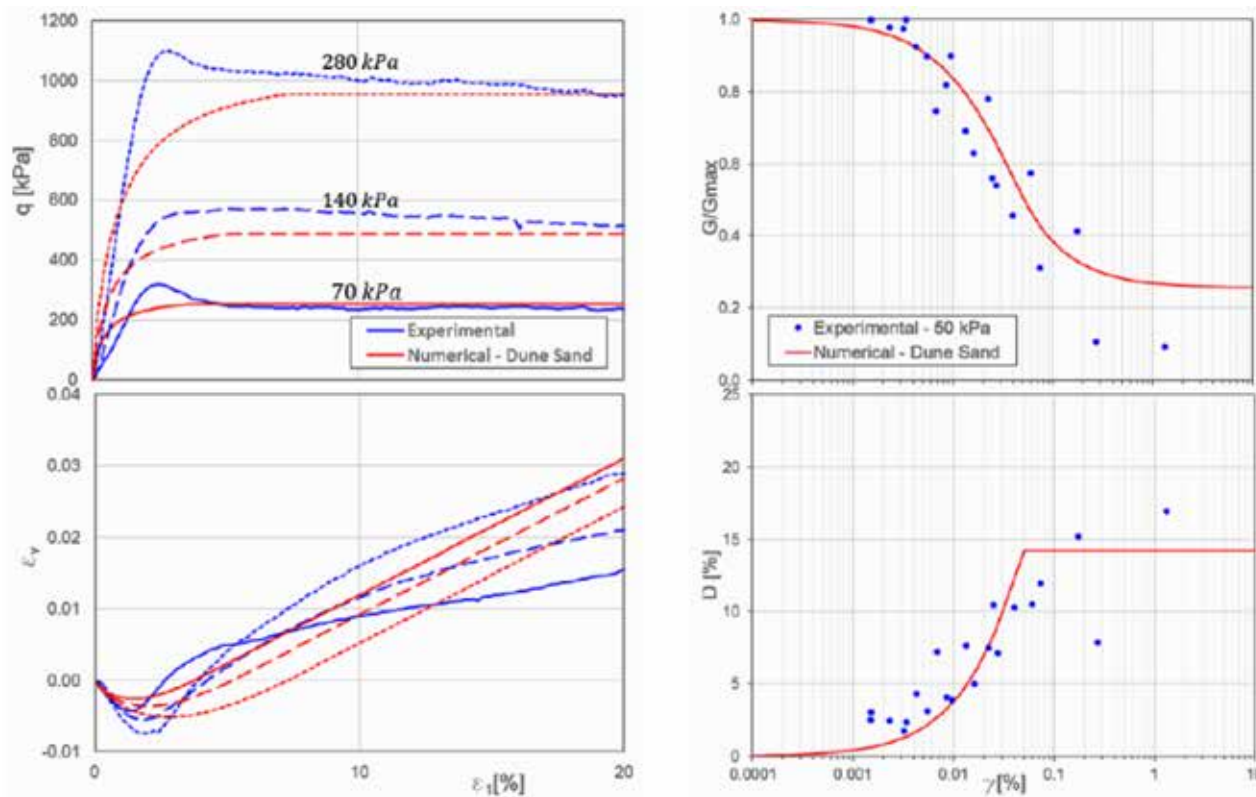


Figura 3: Curvas experimentales y numéricas del comportamiento del suelo

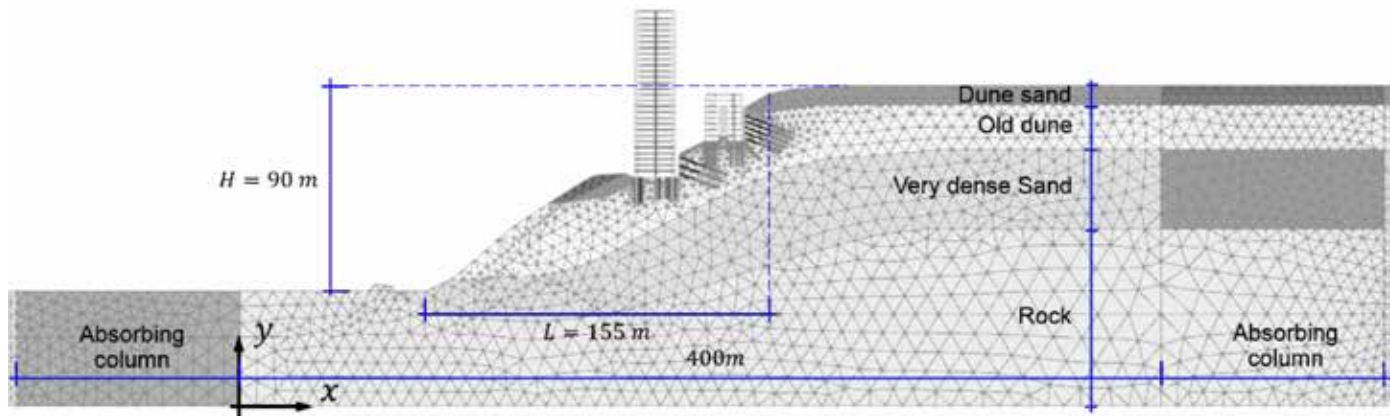


Figura 4: Vista general del modelo de elementos finitos.

El comportamiento cíclico elasto-plástico del suelo se modeló usando el modelo de endurecimiento de suelo con rigidez en pequeñas deformaciones (Benz, 2007). Las trayectorias experimentales y numéricas para ensayos triaxiales, y las curvas de degradación se muestran en la Figura 3 observándose un buen ajuste.

Las pilas ancladas, pilas y pilotes de cimentación, interfaces suelo-estructura, condiciones de borde de campo libre, anclajes, pre-esfuerzos, etapas de excavación y construcción de niveles de los edificios fueron también consideradas en el modelo numérico. La malla de elementos finitos consistió en elementos triangulares de 15 nodos, asegurando que existan al menos 12 nodos en la longitud de onda más pequeña relacionada a la máxima frecuencia de la señal de entrada. El modelo numérico se observa en la Figura 4.

Como validación del modelo de elementos finitos, en las Figuras 5a y 5b se comparan las mediciones de deflexión de la pila instrumentada y el perfil de velocidades de la onda de corte del sitio con el modelo numérico, teniéndose un ajuste razonable.

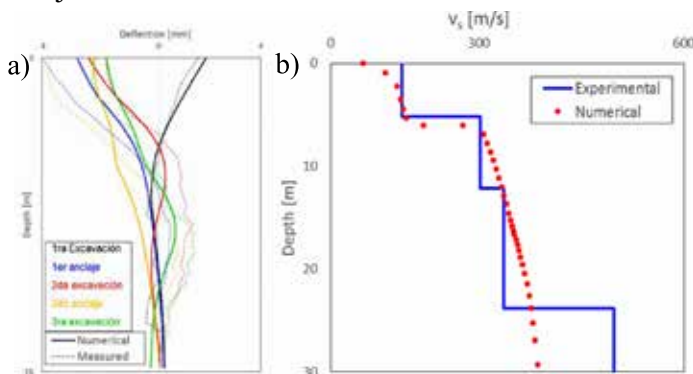


Figura 5: Validación del modelo numérico: a) con mediciones de deflexión de la pila instrumentada y b) con el perfil de velocidades de la onda de corte del sitio

Efectos topográficos, SSI y SSSI

Primero, se evaluó el potencial de amplificación o deamplificación de la señal sísmica debido a efectos topográficos, para ello, se definió un factor de amplificación topográfica (TAF) como extensión a propuestas anteriores (Papageorgiou y Kim, 1991; Assimaki *et al.*, 2005) de la siguiente forma:

$$TAF(x, f) = \frac{|\mathcal{F}\{\ddot{u}_x(x, t)\}|_{2D}}{|\mathcal{F}\{\ddot{u}_x(x, t)\}|_{1D}} \quad (1)$$

Donde x es la coordenada horizontal, f la frecuencia, $\ddot{u}_x(x, t)$ la aceleración horizontal en superficie, $|\mathcal{F}\{\cdot\}|$, la amplitud de la transformada de Fourier del argumento, y los subíndices 1D y 2D hacen referencia al tipo de modelo numérico usado. Se consideraron 3 tipos de escenarios: (1) casos de talud idealizados, (2) casos de campo libre y (3) casos de talud con excavación.

Luego, para evaluar los efectos de interacción del suelo con las estructuras se definieron dos razones espectrales: $|H_{\ddot{u}_x}|$ y $|H_{AVZ}|$. El primero muestra el comportamiento estructural, mientras que el segundo muestra un amplio panorama de la interacción suelo-estructura. La j -ésima componente de la primera razón es:

$$H_{\ddot{u}_{xj}} = \frac{|\mathcal{F}\{\ddot{u}_{piso-j}\}|}{|\mathcal{F}\{\ddot{u}_{base}\}|}_{FB, SSI, SSSI} \quad (2)$$

donde \ddot{u}_{piso-j} es la aceleración absoluta del j -ésimo nivel de la estructura, \ddot{u}_{base} es la aceleración absoluta a nivel de cimentación, los subíndices FB, SSI y SSSI referencian al escenario considerado. La segunda razón es:

$$H_{AX} = \frac{|\mathcal{F}\{\ddot{u}_x\}|_a}{|\mathcal{F}\{\ddot{u}_x\}|_b}, H_{AZ} = \frac{|\mathcal{F}\{\ddot{u}_z\}|_a}{|\mathcal{F}\{\ddot{u}_z\}|_b} \quad (3)$$

donde \ddot{u}_x y \ddot{u}_z son la aceleración absoluta horizontal de la superficie del suelo, y los subíndices a y b hacen referencia a uno de los escenarios considerados: (1) ambos edificios de base fija (FB), (2) edificios individuales en base flexible (SSI) donde solo la excavación y el sistema de contención de tierras del edificio adyacente es considerado y (3) ambos edificios en base flexible (SSSI).

Señales de entrada

Para realizar los análisis dinámicos no-lineal, se usaron cuatro onduletas del tipo Ricker con diferentes frecuencias centrales (f_0) de 0.8, 1.5, 2.5 y 5 Hz que cubren el rango de frecuencias de interés, sus amplitudes se ajustaron para desencadenar diferentes niveles de no-linealidad (Figura 6a). Adicionalmente, se usaron dos señales sísmicas de

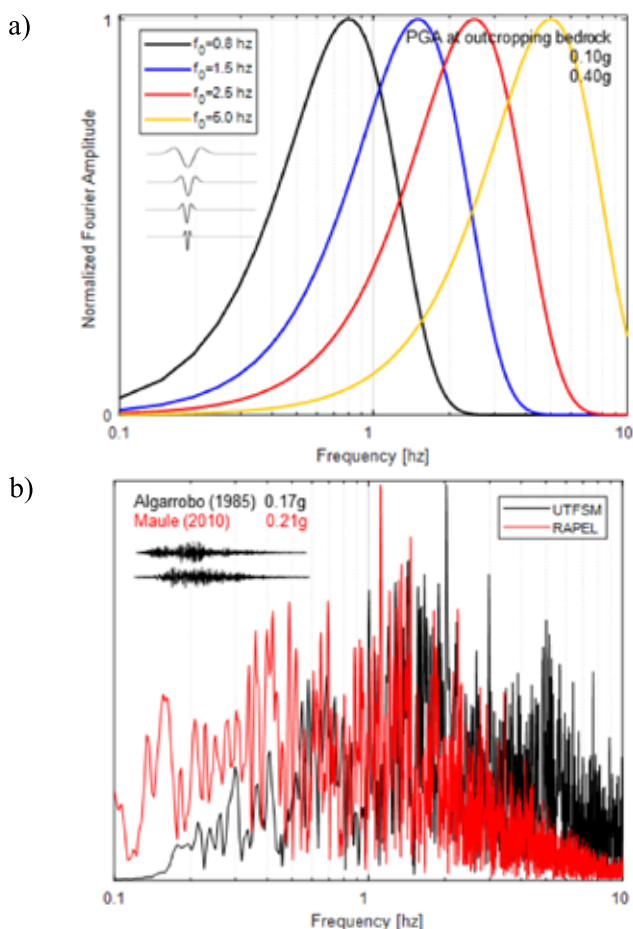


Figura 6: Espectros de Fourier de aceleración de las señales de entrada: a) Ricker y b) sismos

terremotos de campo lejano registrados en instrumentos en roca correspondientes a los sismos de Algarrobo 1985 y el Maule 2010 en Chile (Figura 6b).

Resultados y discusión

Efectos topográficos

En la Figura 7 se muestra el TAF en el dominio distancia-frecuencia para escenarios idealizados lineales y con señales de entrada de onduletas tipo Ricker. El caso simplificado muestra la tendencia de concentrar valores máximos de TAF, detrás de la cresta del talud debido a las interferencias constructivas (y destructivas) de las ondas en la superficie del modelo, y a la diferencia de fase y superposición de ondas P y ondas de Rayleigh que se generan por la difracción de las ondas incidentes en la superficie del talud. Se tiene $TAF = 2$ para el rango de frecuencias de $f \geq 3.4$ Hz, que corresponde a la solución de f para la inecuación $\lambda/H \leq 1$, la longitud de onda característica de la señal de entrada es comparable o más pequeña que la altura del talud, e interactúan. El caso homogéneo muestra que pequeños cambios en la superficie topográfica cambian significativamente la ubicación de los valores máximos del TAF. El caso estratificado muestra que las ondas incidentes son atrapadas mediante múltiples reflexiones y refracciones en los estratos superficiales del sitio, interactuando así con las componentes de alta frecuencia de la señal; y además, de acuerdo a la ley de Snell, la dirección de propagación de las ondas es sesgada hacia la izquierda del modelo. Por otro lado, al ser casos lineales, existen fuertes contrastes de impedancia en los estratos, lo que produce valores del TAF sobrevalorados.

Desde luego, incluso para sismos moderados, el suelo se comporta de forma no-lineal. Esto es considerado en la Figura 8. La no linealidad da un mejor estimado del TAF, donde la incursión inelástica y disipación de energía de estratos superficiales actúan como un filtro pasa bajos que tiende a disminuir los valores del TAF en altas frecuencias. El escenario de campo libre muestra que el patrón del TAF se mantiene similar a los escenarios lineales cuando se usa señales del tipo Ricker y señales sísmicas. Además, es interesante notar que el Eurocódigo 8 (EN1998-1, 2004) sugiere $TAF \geq 1.4$ independiente de la frecuencia, lo que de acuerdo a nuestros resultados, podría ser no-conservador hasta en 43%, para algunas frecuencias y ubicaciones a lo largo del talud de este caso de estudio.

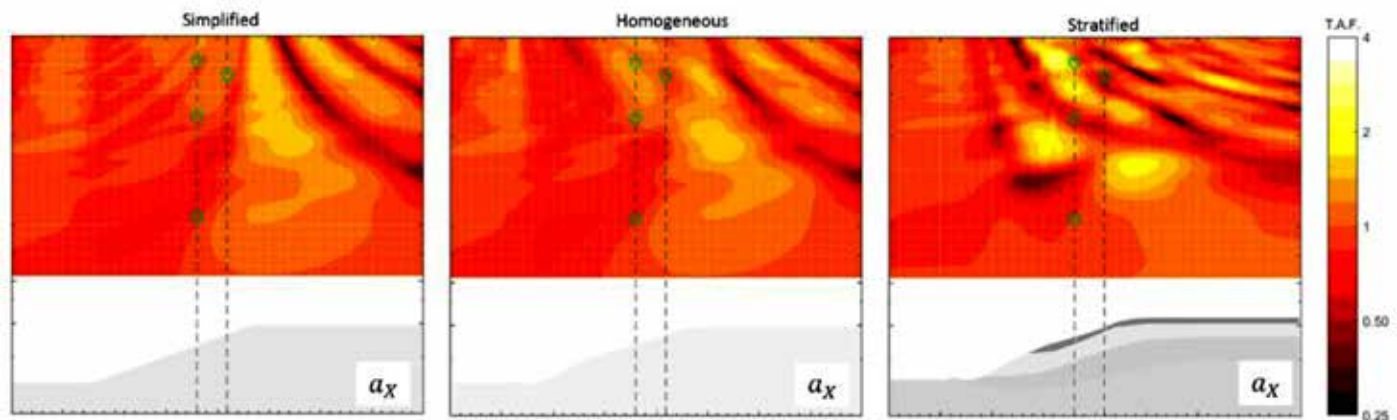


Figura 7: Factores de amplificación topográfica (TAF) en escenarios idealizados

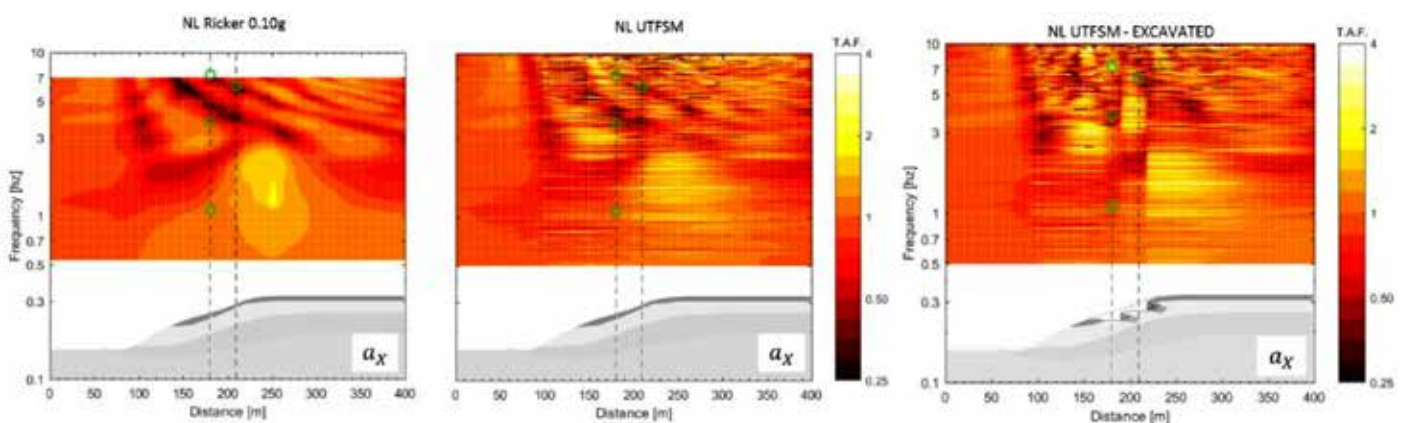


Figura 8: TAF para escenarios de campo libre y escenario excavado.

En la Figura 8 también se muestra el escenario excavado, donde adicionalmente TAF se incrementa en la frecuencia $f = 4.3$ Hz, que corresponde a la frecuencia fundamental del sistema de retención de tierras aproximado como $\left(\frac{v_s}{4h_w} = \frac{\sqrt{0.65}(307) \text{ m/s}}{4(14.5 \text{ m})}\right)$, donde el módulo de degradación de 65% fue estimado para deformaciones cortantes de 0.03% de la masa de suelo de acuerdo a la Figura 3. En resumen, topografías agudas pueden cambiar completamente el TAF para ciertas frecuencias resonantes en zonas particulares. Edificios altos con bajas frecuencias fundamentales deberían ser poco afectados, mientras edificios pequeños con frecuencias fundamentales altas podrían experimentar amplificaciones.

Efectos SSI y SSSI

La Figura 9 muestra que los escenarios SSI y SSSI, en general, son beneficiosos para el edificio alto “A” porque es bastante flexible y está “alejado” de las frecuencias donde los efectos topográficos y de interacción suceden. Sin embargo, para el edificio bajo “P” existen ciertos casos

en los que las respuestas se amplifican inclusive del orden de 80% en el drift de entrepiso. También se observa que la mayoría de los puntos positivos se encuentran sobre la línea diagonal, lo que indica que los efectos beneficiosos SSSI son mayores que el caso SSI; pero desde un punto de visto práctico esta diferencia es despreciable.

En la Figura 10(a) se muestra el primer ratio espectral para el edificio “A” con señales de entrada tipo Ricker, mostrando que la disminución de las frecuencias fundamentales debido a la interacción suelo-estructura es mínima, tal como se espera. Sin embargo, en la Figura 10(b) se muestra que para el edificio “P” con señal de entrada sísmica sobre este acortamiento es de 57%. Esto sucede porque la excavación induce un máximo del TAF alrededor de $f = 4.3$ Hz, cercano a la frecuencia fundamental del edificio “P”, y estas ondas atrapadas bajo el edificio y detrás del sistema de retención de tierras interactúan con el edificio como un efecto de masa agregada (efectos inerciales), cambiando la cinemática del movimiento de este edificio a una forma de “cabeceo”.

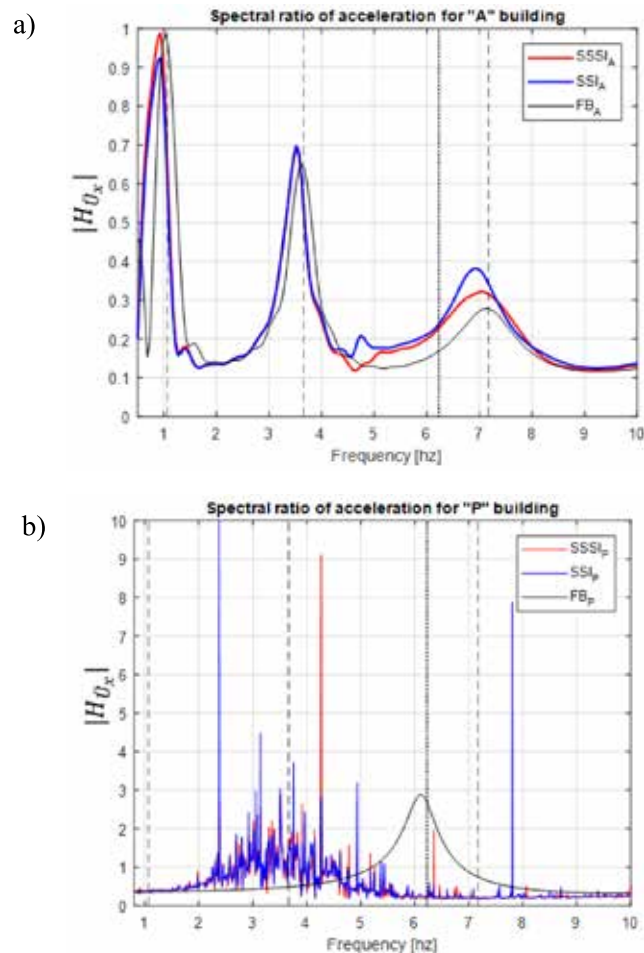
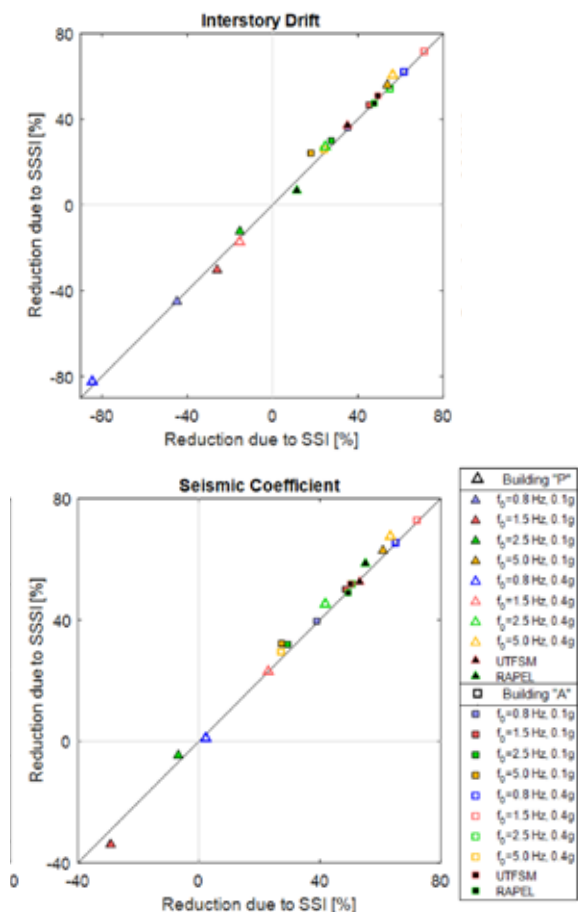


Figura 9: Reducción de respuestas estructurales debido a escenarios SSI y SSSI

Figura 10: Primer ratio espectral para edificio: a) “A” y b) “P”

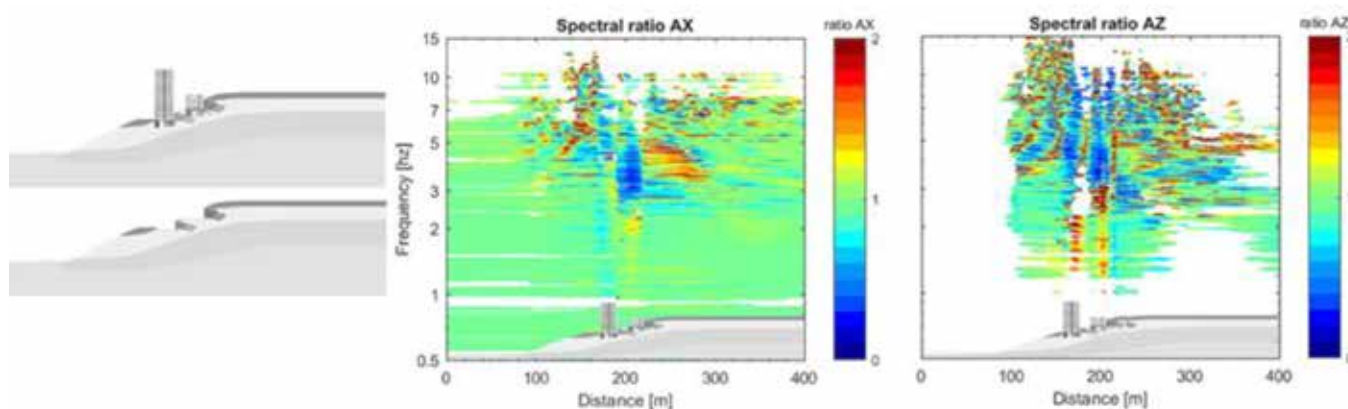


Figura 11: Segundo ratio espectral para edificio “A” y “P”.

Finalmente, la Figura 11 muestra el segundo ratio para el escenario SSSI respecto al caso únicamente excavado, donde se observa que los casos de interacción del suelo con las estructuras tienen un rol importante en la reducción de amplitudes de respuesta en las altas frecuencias (contornos

azules), principalmente en la aceleración vertical. Esto se explica en la restricción cinemática que las cimentaciones sobre pilas y micropilotes imponen sobre el suelo de fundación (efectos cinemáticos) y probablemente porque el peso de los edificios agregan confinamiento adicional

al suelo. En las bajas frecuencias, el ratio de aceleración vertical tiende a aumentar porque el suelo agrega masa al sistema (efecto inercial).

Conclusiones

Se estudió la interacción dinámica no-lineal estructura-suelo-estructura para proyectos residenciales típicos ubicados en talud costero arenoso cuya principal motivación fue la falta de reglamentación para topografías del tipo talud costero. Las principales conclusiones de este estudio son.

El perfil topográfico tiene gran efecto en el patrón de propagación de ondas, teniéndose zonas cercanas a la cresta del talud con TAF ≈ 1.8 , sugiriendo que el TAF recomendado en el Eurocódigo 8 puede ser no conservador hasta en un 43% en este caso de estudio, lo que puede cambiar dramáticamente la cinemática del movimiento de edificios rígidos.

La estratigrafía puede modificar la dirección de propagación de ondas de alta frecuencia, reduciendo o amplificando el TAF en zonas específicas.

Los efectos beneficiosos de la SSI son realizados por las cimentaciones profundas.

Los efectos adicionales de la SSSI sobre las respuestas estructurales son despreciables desde un punto de vista práctico.

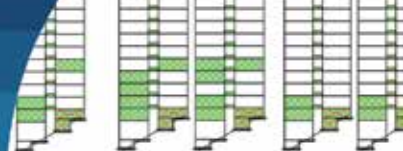
Proyectos residenciales similares a este caso de estudio deberían prestar mayor atención al diseño de edificios pequeños ubicados detrás de una excavación profunda y cerca de la cresta de un talud.

Finalmente, basados en este caso de estudio, los efectos de la topografía, el sitio y la interacción estructura-suelo-estructura afectan al comportamiento dinámico de estructuras de edificación próximas entre sí, y ubicadas en taludes costeros arenosos. Por esta razón, estos efectos pertenecientes tanto al campo geotécnico como estructural, debieran ser considerados en la etapa de diseño estructural de proyectos de edificación similares a este caso de estudio.

Referencias

- Alitalesh, M., Shahnazari, H. and Baziar, M.H. (2018). Parametric study on seismic topography-soil-structure interaction; topographic effect. *Geotechnical and Geological Engineering* 36(4), 2649-2666
- Assimaki, D., Kausel, E. and Gazetas, G. (2005). Wave propagation and soil-structure interaction on a cliff crest during the 1999 Athens Earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25(7-10), 513-527
- Assimaki, D. and Kausel, E. (2007). Modified topographic amplification factors for a single-faced slope due to kinematic soil-structure interaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133(11), 1414-1431
- Benz, T. (2007). *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. PhD thesis, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Germany
- Bolisetti, C. and Whittaker, A.S. (2020). Numerical investigations of structure-soil-structure interaction in buildings. *Engineering Structures* 215, 110709
- EN1998-1 (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
- Han, B., Chen, S. and Liang, J. (2020). 2D dynamic structure-soil-structure interaction: a case study of Millikan Library Building. *Engineering Analysis with Boundary Elements* 113, 346-358
- Kausel, E. (2010). Early history of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30(9), 822-832
- Luco, J.E. and Contesse, L. (1973). Dynamic structure-soil-structure interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America* 63(4), 1289-1303
- Menglin, L., Huaifeng, W., Xi, C. and Yongmei, Z. (2011). Structure-soil-structure interaction: literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 31(12), 1724-1731
- Paolucci, R. (2002). Amplification of earthquake ground motion by steep topographic irregularities. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31(10), 1831-1853

- Papageorgiou, A.S. and Kim, J. (1991). Study of the propagation and amplification of seismic waves in Caracas Valley with reference to the 29 July 1967 Earthquake: SH Waves. *Bulletin of the Seismological Society of America* **81**(6), 2214-2233
- Raddatz, D. y Taiba, O. (2018). Estructura de contención usando pilas con anclajes y refuerzo de fundaciones por medio de micropilotes y pilas para proyecto ubicado en Reñaca, Viña del Mar. *X Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, UTFSM, PUCV y SOCHIGE, Valparaíso, Chile, artículo ID1152
- Roesset, J.M. (2013). Soil structure interaction the early stages. *Journal of Applied Science and Engineering* **16**(1), 1-8
- Vicencio, F. and Alexander, N.A. (2018). Higher mode seismic structure-soil-structure interaction between adjacent building during earthquakes. *Engineering Structures* **174**, 322-337
- Westenenk, B., de La Llera, J.C., Jünemann, R., Hube, M.A., Besa, J.J., Lüders, C., Inaudi, J.A., Riddell, R. and Jordán, R. (2013). Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27, 2010, Chile Earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering* **11**(1), 69-91
- Wong, H.L. and Trifunac, M.D. (1975). Two-dimensional, antiplane, building-soil-building interaction for two or more buildings and for incident plane SH waves. *Bulletin of the Seismological Society of America* **65**(6), 1863-1885
- Zhang, Z., Fleurisson, J.A. and Pellet, F. (2018). The effects of slope topography on acceleration amplification and interaction between slope topography and seismic input motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **113**, 420-431



Evaluación numérica de la respuesta sísmica de estructuras fundadas en laderas

Numerical assessment of the seismic response of hillside buildings

Fecha de entrega: 31 de enero 2022

Fecha de aceptación: 6 de mayo 2022

Miguel A. Gómez, Juan C. Vielma y Edgar G. Díaz-Segura

Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Avenida Brasil 2147, Valparaíso, Chile, miguel.gomez.f@pucv.cl, juan.vielma@pucv.cl, edgar.diaz@pucv.cl

El uso de sitios en pendiente para la construcción de estructuras es problemático, principalmente por dos condiciones: la variación de la respuesta sísmica de sitio, producto de la pendiente; y la modificación en la estructuración para dar cuenta de los desniveles en la base de la estructura. Estas condiciones han generado importantes daños sísmicos en áreas de altas pendientes en terremotos pasados. Este estudio busca evaluar las posibles diferencias en la respuesta sísmica producto de estas dos condiciones especiales, evaluadas de forma desacoplada. Para ello, se ejecuta una serie de análisis tiempo-historia, utilizando registros sísmicos modificados por la pendiente, sobre un grupo de estructuras con diferente ángulo basal. Las estructuras son primeramente diseñadas y evaluadas en respuesta no lineal mediante análisis pushover. Se obtienen mayores variaciones en la respuesta producto de la variación en la estructuración (escalonada) que producto del efecto topográfico, el cual, sin embargo, incrementa los efectos antes mencionados tanto en daño como en niveles de desplazamiento. Las aceleraciones verticales inducidas por la topografía son perjudiciales para el desempeño estructural, observándose más daño (incurción en el rango inelástico) en las estructuras cuando éstas se consideran en los análisis, así como diferencias importantes en los niveles de carga axial en los elementos verticales.

Palabras clave: estructuras en laderas, diseño sismorresistente, amplificación topográfica

The use of hillsides for the construction of structures is problematic, mainly because of two conditions: the variation of the seismic response of the ground, due to the slope; and the modification in the structural configuration to account for the inclination at the base of the structure. These conditions have generated significant seismic damage in high slope areas in past earthquakes. This study seeks to evaluate the possible differences in the seismic response resulting from these two special conditions, evaluated in an uncoupled manner. For this purpose, a series of time-history analyses are performed using modified-by-topography seismic records on a group of structures with different base angles. The structures are first designed and evaluated in nonlinear response by pushover analysis. Greater variations in response are obtained as a result of the variation in the structural configuration (staggered) than as a result of the topographic effect, which, however, increases the aforementioned effects in both damage and displacement levels. The vertical accelerations induced by topography are detrimental to structural performance, with more damage (incurtion into the inelastic range) being observed in the structures when these are considered in the analyses, as well as important differences in the axial load levels in the vertical elements.

Keywords: hillside buildings, seismic-resistant design, topographic effect

Introducción

El rápido crecimiento poblacional en los grandes asentamientos urbanos ha llevado a la utilización de laderas y taludes para la construcción de edificios. Estas estructuras situadas en laderas, representan un desafío en términos de ingeniería y construcción, principalmente por el uso de configuraciones estructurales irregulares, y una

compleja respuesta sísmica del suelo. Durante terremotos pasados, la combinación de las condiciones mencionadas ha generado graves daños en las estructuras fundadas en o cercanas a sitios inclinados, frecuentemente diseñadas sin considerar disposiciones sísmicas especiales. En efecto, diversos códigos de diseño sísmico tanto nacionales como

extranjeros (BCJ, 1997; Eurocode 8, 2004; IBC, 2012; NCh433, 2009) no realizan mención a si sus disposiciones son o no aplicables en terrenos inclinados, quedando en este sentido un vacío normativo. Este estudio busca certezas en la evaluación de la respuesta de estructuras en pendiente, evaluando principalmente dos elementos: la irregularidad estructural en elevación, y la modificación en la respuesta sísmica del suelo producto de la pendiente.

Irregularidad estructural producto de la pendiente

Varios son los autores que han analizado los efectos derivados de la presencia de pendientes en la configuración estructural, siendo identificadas tres configuraciones posibles: *set back* (escalonamiento de los pisos superiores), *step back* (escalonamiento de los pisos inferiores) y *set back - step back* (escalonamiento superior e inferior). De éstas, la configuración *step back* es la más común, y también la más propensa a los daños inducidos por terremotos (Sable y Nagargoje, 2012). Esta configuración tiende a generar acumulaciones de esfuerzos en los elementos de la zona superior de la base de la estructura, usualmente muros o columnas cortas (Surana *et al.*, 2015). La configuración irregular también induce efectos torsionales debido a la diferencia entre el centro de rigidez y el centro de masa en cada piso, y reduce la participación del primer modo de vibración, en comparación con la respuesta de estructuras regulares (Singh *et al.*, 2012).

Variación de la respuesta del suelo producto de la pendiente

El terreno inclinado, así como otras configuraciones topográficas especiales, genera el denominado efecto topográfico (Grelle *et al.*, 2021; Papadimitriou y Chaloulos, 2010). La característica principal es un aumento de los niveles de pseudo-aceleración en el espectro de respuesta, con rápidas variaciones espaciales en la tasa de amplificación. Otra característica que ha sido observada en terrenos inclinados es la presencia de más de un período predominante de vibración; sin embargo, esto aún no se ha asociado de forma concluyente con diferencias significativas en la respuesta sísmica de las estructuras, ni con posibles daños estructurales (Díaz-Segura, 2017). Además, un terreno inclinado puede generar vibraciones con una componente vertical más acentuada debido a la reflexión y superposición de las ondas en la zona de la

pendiente (Bouckovalas y Papadimitriou, 2005). Estudios numéricos señalan que sitios con condiciones topográficas especiales (como taludes), sometidos a un *input* de señal sísmica puramente horizontal (ondas de corte que se propagan verticalmente) generan aceleraciones verticales, denominadas aceleraciones *parasitarias* (Bouckovalas y Papadimitriou, 2005; Pitilakis, 2009).

Este estudio se divide en tres partes para cubrir los siguientes objetivos: (1) se realiza un análisis lineal-elástico de cuatro estructuras, con diferente ángulo basal, con el fin de comparar las variaciones en los parámetros modales y de diseño causadas por este ángulo en la base de la estructura; (2) se ejecuta una serie de análisis *pushover* no lineales para las mismas cuatro estructuras, con el fin de evaluar los patrones de daño causados por cargas laterales a niveles altos de desplazamiento de techo; y (3) se realiza un conjunto de análisis tiempo-historia considerando aceleraciones sísmicas modificadas por efectos topográficos, para determinar si esta variación de la señal sísmica en superficie tiene o no un efecto perjudicial en la respuesta estructural.

Metodología

Parámetros del modelo, tipo de estructura considerada

El estudio se realiza utilizando modelos 2D de un edificio de 15 pisos compuesto por dos muros de corte conectados por vigas de acople, fundado en condiciones de suelo comunes para la zona dunar de Concón. Las estructuras en estudio se muestran en la Figura 1. El parámetro principal de este estudio es el ángulo en la base. Para observar un amplio rango de posibles inclinaciones, se consideran cuatro ángulos: 0°, 15°, 30° y 45°, siendo este último una condición límite muy poco probable. Ambos muros de corte tienen 6 m de longitud, ancho variable en altura, y están conectados por vigas de acople rectangulares de 20 x 30 cm. El escalonamiento del nivel de la base se define de forma tal de mantener el peso sísmico constante. Así, las alteraciones del período se generan únicamente por variaciones en la rigidez lateral. Dado que se realiza el análisis de una estructura 2D, se considera una densidad de muros del 3% en el primer piso para obtener el área tributaria para la definición de cargas y masas. Los pesos propios, las cargas vivas y las combinaciones de carga se seleccionan para ser consistentes con los códigos chilenos

vigentes (NCh3171, 2010). Se considera hormigón de resistencia característica $f'_c = 30$ MPa, y módulo de elasticidad $E_c = 25600$ MPa; y acero de tensión de fluencia $F_y = 420$ MPa, y módulo de elasticidad $E_s = 2100000$ MPa.

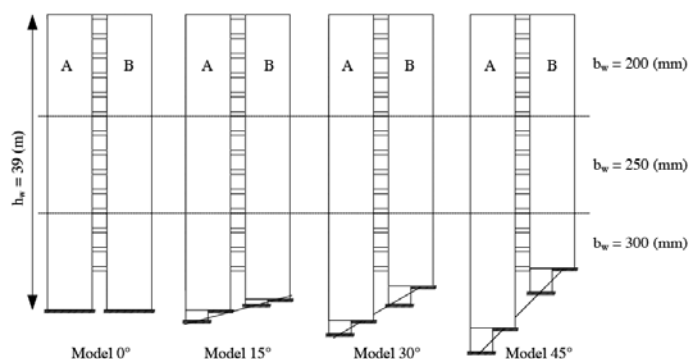


Figura 1: Geometría de las estructuras estudiadas

Modelación lineal-elástica y procedimiento de diseño

En primer lugar, se realiza un análisis modal-espectral para cada una de las estructuras, considerando el espectro de diseño del código chileno NCh433 (2009), zona sísmica III ($A_0 = 0.4g$), y un suelo tipo D correspondiente a un $V_s > 180$ m/s (suelo de densidad media), y un factor de importancia de 1.0, utilizando el software de elementos finitos ETABS (2016). Los muros de corte se modelan mediante elementos tipo *shell*, y las vigas de acople mediante elementos tipo *frame*. Para la verificación de servicio en condiciones sísmicas (sismo de diseño), se considera una rigidez efectiva del 70% de la rigidez bruta para todos los elementos estructurales (vigas y muros). Para el cálculo de las fuerzas de diseño, se considera una rigidez efectiva del 50% de la rigidez bruta en vigas y muros. El diseño de todos los elementos estructurales se realiza considerando los elementos conceptuales del diseño de capacidad, buscando evitar las fallas por corte, y aplicando las prescripciones de los códigos chilenos e internacionales (ACI 318-14, 2014; NCh433, 2009; NCh430, 2008).

Modelación no lineal: análisis *pushover* y tiempo-historia

Con el diseño completamente definido, se realizan dos análisis *pushover* para cada estructura con el fin de evaluar ambas direcciones de carga. Los detalles del proceso de modelización y análisis se indican en la sección de Modelación no-lineal en Resultados y análisis. El comportamiento dinámico de estas estructuras se

evalúa empleando un conjunto de 40 análisis no lineales de tiempo-historia. Los registros de aceleración son tomados del trabajo de Cousiño (2017), en particular, los correspondientes a suelo tipo arena (clasificación sísmica D según NCh433, 2009) para pendientes de 15° y 30°. Estos registros de aceleración se obtuvieron mediante modelos numéricos del terreno en pendiente, sometidos al registro en roca del terremoto de Chile de 1985, cuyos parámetros se muestran en la Tabla 1. Nótese que estas condiciones corresponden al suelo de la duna de Concón en la región de Valparaíso en Chile, donde, dado el ángulo de fricción de la arena, no se observan pendientes mayores a 29°. De estos 40 análisis, 20 consideran la componente vertical parasitaria obtenida de los registros de Cousiño para evaluar la respuesta de las estructuras ante aceleraciones verticales. En la sección Análisis tiempo-historia no lineales, se presentan más detalles sobre los datos de aceleración, y los espectros de respuesta de los registros seleccionados.

Tabla 1: Parámetros del registro sísmico en roca, usado por Cousiño (2017)

Fecha local	Hora local	Lat.	Long.	M_w	Prof., km	Estación	Dir.	PGA, g
03/03/1985	19:46	-33.240	-71.850	8.0	33	UTFSM	E-W	0.122

Resultados y análisis

Análisis elástico: parámetros de respuesta y diseño

La Tabla 2 muestra un resumen de los principales parámetros lineales-elásticos y de diseño de las estructuras. Como puede observarse, el principal efecto de la pendiente es una rigidización de la estructura, que se acrecienta a medida que aumenta el ángulo basal. Este cambio se refleja en una reducción del periodo natural (T_n), un ligero aumento del esfuerzo cortante basal de diseño (Q_d) y una reducción del desplazamiento último de diseño en el nivel del techo (Δ_u). Además, se observa una reducción de la participación del primer modo en la respuesta de la estructura completa, con un aumento del ángulo basal. Este comportamiento es similar al observado por varios autores para estructuras de marcos (Sable y Nagargoje, 2012; Surana *et al.*, 2015).

Aunque hay claras diferencias en algunos parámetros de respuesta, como el período y el desplazamiento de techo de diseño, no se observaron grandes cambios en los

diseños entre los modelos de 0°, 15° y 30°, generándose una diferencia algo mayor sólo en el modelo de 45°, y un aumento de la cantidad de refuerzo del elemento de borde, que pretende minimizar las tensiones en el acero.

Modelación no-lineal

Utilizando los diseños obtenidos en el paso anterior, las cuatro estructuras se modelan utilizando el software de elementos finitos SeismoStruct (Seismosoft, 2018). Se utilizan elementos *inelastic frame Displacement Based* (infrmDB) para modelar tanto para los muros de corte como para las vigas de acople. Los muros de corte son lo suficientemente esbeltos como para considerarlos como elementos que trabajan principalmente a flexión ($H/L \sim 6.5$), con un patrón de deformación lineal. Por lo tanto, el modelo basado en desplazamientos resulta adecuado para la modelación, reduciendo también la posibilidad de problemas de estabilidad numérica. Se utilizan cachos rígidos en cada elemento para simular de mejor forma las conexiones entre vigas y muros, como se muestra en la Figura 2, donde la solución adoptada para modelar los muros escalonados cuando es necesario se describe también utilizando enlaces rígidos que transmiten momentos flectores a las secciones inferiores de cada muro.

Los modelos constitutivos de los materiales utilizados para los análisis no lineales son el modelo de Mander *et al.* (1988) para el hormigón y el modelo de Menegotto y Pinto (1973) para la armadura, ambos utilizados habitualmente para evaluar la respuesta dinámica de las estructuras de hormigón armado. Los parámetros de los modelos constitutivos de los materiales considerados se muestran en la Tabla 3.

El patrón de carga utilizado para realizar los análisis *pushover* se obtiene a partir de la forma del primer modo de vibración, utilizando un esquema adaptativo. El desplazamiento objetivo se fija en 60 cm para cada modelo, con el fin de observar el comportamiento completo después del *peak*. La ductilidad para cada análisis se calcula considerando el criterio del 75% del cortante máximo para hallar la deformación de fluencia (Park, 1988), definiendo el desplazamiento último Δ_u como el desplazamiento al punto de esfuerzo cortante basal máximo. Los valores de ductilidad se muestran en la Tabla 4. Es evidente que la ductilidad que alcanzan los modelos con inclinación de la base cambia con la dirección de la carga, siendo menor

la ductilidad cuando la estructura se carga en contra de la pendiente (dirección positiva). Dado que los valores de Δ_u se mantienen similares para todos los modelos en ambas direcciones de carga, la diferencia en la ductilidad sólo puede atribuirse a una variación en el valor de Δ_u . Se espera entonces un comportamiento más frágil en la dirección de carga positiva. Asimismo, aunque con un efecto menos notorio, el cortante máximo de la base para estructuras con pendiente en la base es siempre mayor en la dirección de carga positiva que en la negativa, y este efecto se hace más notorio a medida que aumenta la pendiente.

Tabla 2: Parámetros de respuesta lineal y diseño de las estructuras analizadas.

Modelo		Parámetro				
Ángulo	Rigidez	T_b , s	% Masa participativa del modo 1	W_s , kN	Q_d , kN	Δ_u , mm
0°	Bruta	0.70	67.2	143.6	22.4	230
	Agrietada	0.83			18.6	
15°	Br.	0.69	66.7	143.5	22.5	220
	Ag.	0.82			18.8	
30°	Br.	0.67	64.6	143.5	22.6	210
	Ag.	0.79			19.1	
45°	Br.	0.61	59.3	145.2	22.4	190
	Ag.	0.73			19.4	

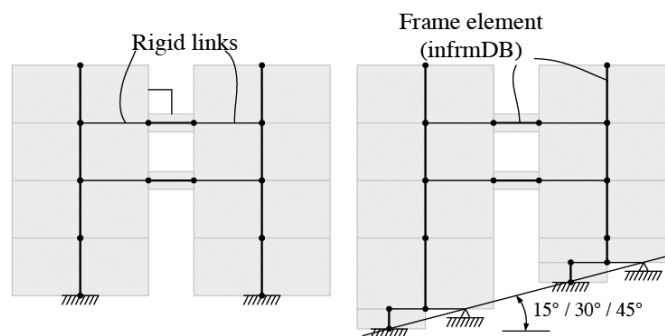


Figura 2: Esquema de nodos y cachos rígidos utilizados para la modelación del nivel inferior de las estructuras

Tabla 3: Propiedades no lineales de los materiales

Material	Propiedades
Acero de refuerzo (Menegotto-Pinto)	Módulo de elasticidad = 210000 MPa Tensión de fluencia = 483 MPa Parámetro de endurecimiento = 0.005 Deformación de rotura = 0.1
Hormigón	Resistencia media a la compresión = 33 MPa Resistencia media a la tracción = 3.3 MPa Módulo de elasticidad = 23900 MPa Deformación a tensión <i>peak</i> = 0.002

Tabla 4: Resultados de los análisis *pushover*

Modelo	Dirección de carga	F_{max} , kN	Δ_y , m	Δ_u , m	$\mu = \Delta_y/\Delta_u$
0°	(+)	4463	0.105	0.274	2.61
	(-)	4440	0.104	0.273	2.62
15°	(+)	4546	0.097	0.200	2.07
	(-)	4665	0.106	0.328	3.09
30°	(+)	4392	0.087	0.224	2.56
	(-)	4818	0.106	0.358	3.39
45°	(+)	4758	0.100	0.229	2.29
	(-)	5019	0.098	0.322	3.28

Análisis tiempo-historia no lineales

Selección de registros sísmicos

Los registros utilizados para los análisis tiempo-historia se obtuvieron del trabajo de Cousiño (2017). En este estudio se utilizó un modelo de elementos finitos con comportamiento constitutivo no lineal equivalente, considerando una rigidez creciente en profundidad utilizando 11 capas de suelo lineales-elásticas, haciendo coincidir el valor de V_{s30} con los datos experimentales de ensayos geofísicos ($V_{s30} = 289.8$ m/s), consistente con un suelo tipo D según la clasificación sísmica del código chileno (NCh433, 2009; DS61, 2011). Es necesario notar que la orientación de la onda y el ángulo de incidencia aumentan la amplificación topográfica; sin embargo, dado que la respuesta del sitio en este estudio fue evaluada usando las aceleraciones directamente, es razonable y analíticamente simple asumir ondas de propagación vertical pues las magnitudes de las aceleraciones generalmente no son afectadas negativamente por el ángulo de onda incidente (Ashford *et al.*, 1997; Ashford y Sitar, 1997). La geometría de los modelos considerados se muestra de forma esquemática en la Figura 3(a), que también muestra los puntos de la superficie donde se obtuvo la respuesta de la vibración del suelo.

Para este estudio se consideraron los registros obtenidos en los puntos A (base), C (centro), E (coronamiento) y F (plano), para ángulos de terreno de 15° y 30°. Cada estructura fue analizada para el set de registros combinados que se muestra en la Tabla 5, buscando consistencia entre la geometría de la estructura y el ángulo de terreno. El objetivo de estas combinaciones es poder establecer las diferencias causadas por la geometría de la estructura, y de la topografía de forma desacoplada. No se consideran mayores ángulos que 45°, pues usualmente estas no generan mayores diferencias en la magnitud de las aceleraciones

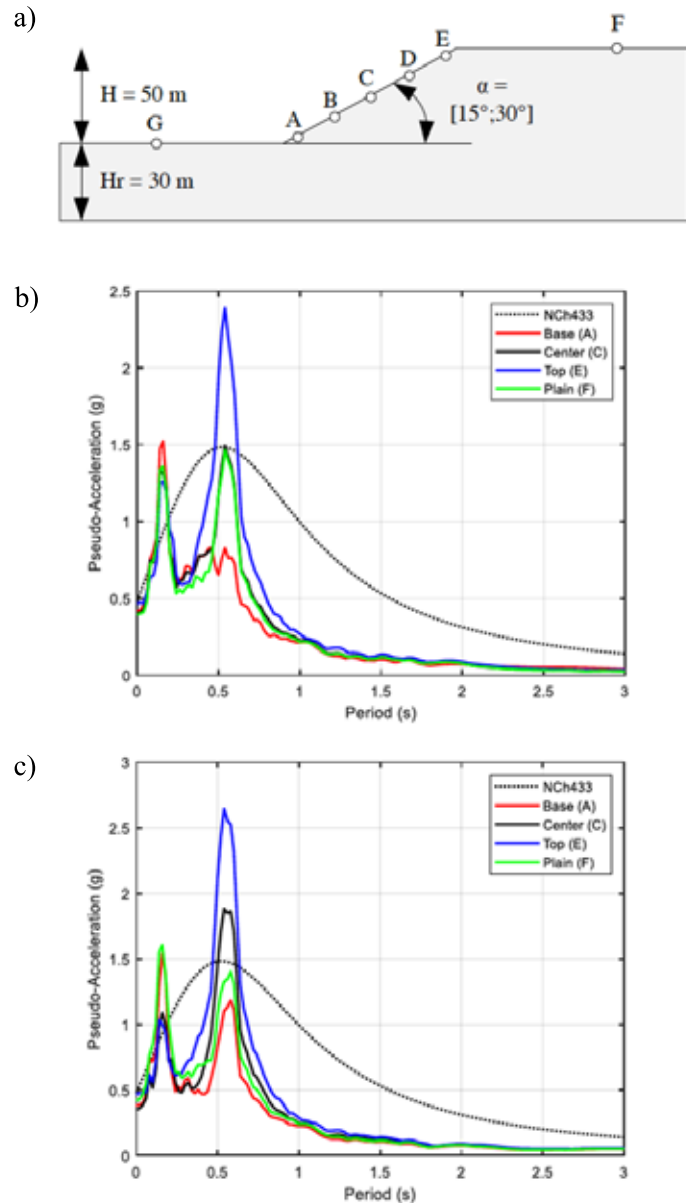


Figura 3: (a) Geometría del sitio inclinado usada por Cousiño (2017), (b) espectros de pseudoaceleración para terreno inclinado en 15° y (c) espectros de pseudoaceleración para terreno inclinado en 30°

(Díaz-Segura, 2017). En las Figuras 3(b) y 3(c) se muestran los espectros de respuesta de los registros seleccionados para ángulo de 15° y ángulo de 30°, respectivamente, y se comparan con el espectro de pseudo-aceleraciones de diseño de la NCh433. Los espectros de respuesta de las Figuras 3(b) y 3(c) muestran la amplificación topográfica, en rangos de períodos bien definidos, con efectos de amplificación observables en los puntos C y E, y efectos de de-amplificación en el punto A.

Los mismos modelos numéricos utilizados para los

análisis *pushover* se utilizaron para los análisis de tiempo-historia. Dado que la mayor parte del amortiguamiento se modela considerando el comportamiento no lineal de los elementos estructurales (por comportamiento histerético), sólo se incluyó en el modelo un amortiguamiento adicional proporcional a la rigidez del 1%.

Tabla 5: Combinaciones de registros utilizados para los análisis tiempo-historia

Modelo	0°	15°	30°	45°
Puntos en superficie de terreno	Base (A) / Centro (C) / Corona (E) / Plano (F)			
Ángulos de terreno	15° / 30°	15°	30°	30°
Componente de los registros	Horizontal (a_h) / Horizontal + Vertical (a_h+a_v)			

Factores de amplificación en desplazamientos de techo

Para esta y las subsiguientes secciones, se identifican los modelos de la siguiente forma: “rAAbb”, indicando que se utilizó el registro de aceleración del suelo en un ángulo de “AA” grados, y las componentes “bb”. Entonces, por ejemplo, r15hv significa que se utilizó el registro para una inclinación del suelo de 15°, y se consideraron los componentes horizontales y verticales del movimiento del suelo para el análisis de la historia del tiempo. Para cuantificar la amplificación, se calcula la relación entre los desplazamientos del techo de los análisis usando los registros en los puntos A, C y E y los desplazamientos del techo de los análisis que utilizan los registros en el punto F. La Tabla 6 muestra los factores de amplificación resultantes. Hay una tendencia muy clara de incremento de los valores máximos de desplazamiento de techo cuando se utiliza el registro de aceleración de los puntos E y C, y de disminución de los mismos cuando se utiliza el registro del punto A (de-amplificación), lo que es coherente con los espectros de respuesta. Hay un aumento máximo del 46.8% para el desplazamiento del techo cuando la estructura de 30° de ángulo de base se somete al registro del punto E para una inclinación del terreno de 30°. A medida que la estructura de 45° de ángulo de base gana rigidez, los factores de amplificación disminuyen en comparación con el modelo de 30°. También puede observarse la similitud en la respuesta de los modelos planos con los modelos de inclinación de la base de 15° cuando son excitados por los registros del suelo de 15°, y la diferencia en la respuesta

del modelo plano y los modelos de ángulo de 30° y 45° cuando son excitados por los registros de inclinación del suelo de 30°. Esta observación indica que la introducción de un ángulo de base en la estructura acentúa los efectos topográficos cuando hay una pendiente importante. No se observaron diferencias sustanciales en los desplazamientos del techo entre los modelos con y sin aceleraciones verticales.

Tabla 6: Factores de amplificación para los análisis tiempo-historia

Ratio	0° r15h	0° r15hv	0° r30h	0° r30hv	15° r15h	15° r15hv	30° r30h	30° r30hv	45° r30h	45° r30hv	Mean
A/F	0.949	0.934	0.816	0.820	0.917	0.910	0.930	0.927	0.911	0.900	0.901
C/F	1.080	1.062	1.130	1.144	1.088	1.085	1.126	1.131	1.125	1.145	1.112
E/F	1.420	1.408	1.232	1.221	1.406	1.384	1.474	1.468	1.274	1.287	1.357

Patrones de daño para los análisis tiempo-historia

Para analizar los patrones de daño de las estructuras ante cargas laterales, se consideran los criterios de desempeño definidos en la Tabla 7.

Tabla 7: Criterios de desempeño usados para la evaluación de los modelos no lineales

Criterio	Valor límite	Color/ Patrón
Def. unitaria en el hormigón	$\epsilon_c = 0.003$	
	$\epsilon_c = 0.008$	
	$\epsilon_c = 0.015$	
Def. unitaria en el acero de refuerzo	$\epsilon_s = 0.002$	
	$\epsilon_s = 0.010$	
	$\epsilon_s = 0.030$	
Capacidad al corte del elemento	Valor límite calculado de acuerdo con el código ACI-318 (2011), ecuaciones (11-5), (11-27) y (11-28)	

Las Figuras 4 y 5 muestran los criterios de desempeño alcanzados por cada elemento para cada uno de los análisis de historia temporal realizados. Nótese que las estructuras que presentan mayor cantidad de daños son las correspondientes a ángulos basales de 30° y 45°. Estos patrones de daño se ven más afectados por la configuración irregular de la estructura que por la variación en la señal sísmica. Sin embargo, las amplificaciones topográficas también tienen un efecto claro, incrementando los niveles de daño, siendo las estructuras sometidas a registro en el punto E (coronamiento) las que alcanzan un mayor número de criterios de desempeño.

Las aceleraciones verticales también tienen un efecto en la respuesta de la estructura, ya que favorecen la fluencia del acero en los muros situados en los pisos superiores. Esta condición también ha sido reportada por algunos investigadores, principalmente en estudios sobre pilas de puentes (Hosseinzadeh, 2008; Shrestha, 2009). Los puntos del terreno en los que las aceleraciones verticales tienen mayor influencia son los correspondientes al centro y a la parte superior del terreno inclinado, y la base y el terreno plano son los puntos en los que la respuesta con sólo una componente horizontal es casi idéntica a la obtenida aplicando aceleraciones verticales. Junto a esto, se observa un incremento de la carga de compresión (una media del 13%) en los modelos de 30° y 45° de inclinación de la base cuando se someten a los registros de los puntos C y E. Estos resultados concuerdan con los presentados por Gómez *et al.* (2021).

Conclusiones

A partir de los análisis desarrollados en esta investigación es posible concluir que, en general, se espera un mayor daño para estructuras con una inclinación de la base, tanto con o sin efecto topográfico. Éste último tiene un impacto menor en los patrones de daño resultantes, pero modifica los valores máximos de desplazamientos de techo, siendo la corona del terreno inclinado el punto donde se generan los mayores incrementos (35.7% de incremento

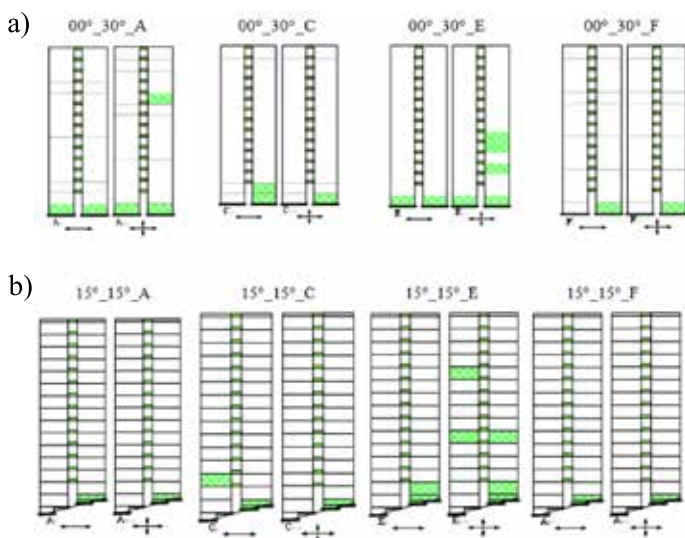


Figura 4: (a) Criterios de desempeño para la estructura sin inclinación, sometida a los registros de terreno en 30° y (b) criterios de desempeño para la estructura con inclinación de 15°, sometida a los registros de terreno en 15°

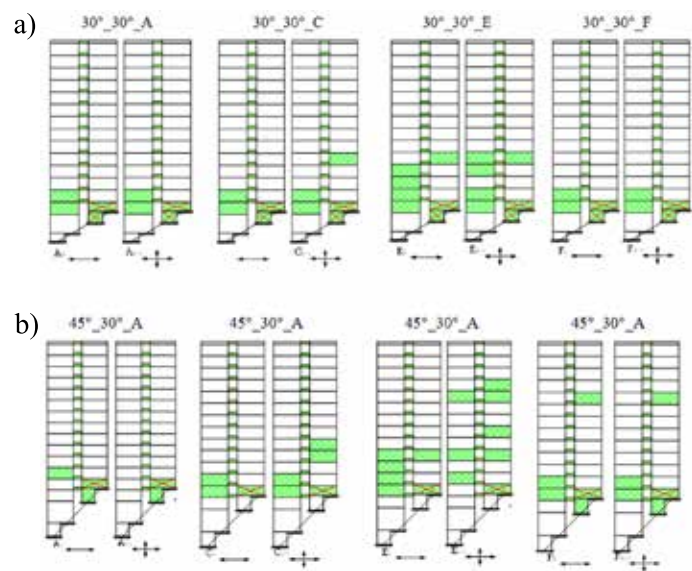


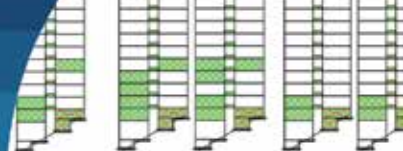
Figura 5: (a) Criterios de desempeño para la estructura con inclinación de 30°, sometida a los registros de terreno en 30° y (b) criterios de desempeño para la estructura con inclinación de 45°, sometida a los registros de terreno en 30°

en los desplazamientos del techo, en promedio). Los desplazamientos de techo obtenidos para los análisis tiempo-historia son muy cercanos al desplazamiento de fluencia para los análisis *pushover*; la respuesta de las estructuras analizadas resulta, por tanto, principalmente elástica. Inclinaciones importantes en la base de las estructuras pueden incrementar los efectos inducidos por la topografía, incrementando principalmente los niveles de daño y los desplazamientos de techo.

Las aceleraciones verticales afectan la respuesta estructural, principalmente cuando ésta se encuentra en una zona de amplificación topográfica severa. Un análisis más exhaustivo debe incluir las aceleraciones verticales del propio terremoto, que no se han considerado en este artículo, y no sólo la componente parasitaria. Aunque en este estudio se han observado algunos efectos negativos en relación con las aceleraciones verticales, todavía faltan estudios sobre este tópico, que permitan actualizar los espectros de aceleración vertical disponibles en la literatura.

Referencias

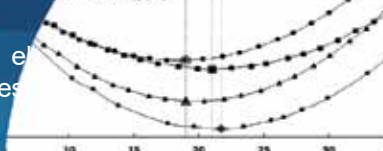
- ACI 318-14 (2014). Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills MI, USA
- Ashford, S. and Sitar, N. (1997). Analysis of topographic amplification of inclined shear waves in a steep coastal bluff. *Bulletin of the Seismological Society of America* 87(3), 692–700
- Ashford, S., Sitar, N., Lysmer, J. and Deng, N. (1997). Topographic effects on the seismic response of steep slopes. *Bulletin of the Seismological Society of America* 87(3), 701–709
- BCJ (1997). Structural provisions for building structures. Building Center of Japan, Tokyo
- Bouckovalas, G.D. and Papadimitriou, A.G. (2005). Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25(7–10), 547–558
- Cousiño, J. (2017). *Evaluación de la respueta sísmica en la superficie de terreno con pendiente superior a 15° para efectos de diseño de una edificación*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile
- Díaz-Segura, E.G. (2017). Incertidumbres en la estimación del periodo fundamental de terrenos inclinados. *Obras y Proyectos* 21, 38–44
- DS61 (2011). Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios. Decreto Supremo, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile
- ETABS16 (2016). Structural software for building analysis and design. Computers and Structures Inc. CSI, Walnut Creek CA, USA
- Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance — Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
- Gómez, M.A., Díaz-Segura, E.G. and Vielma, J. C. (2021). Nonlinear numerical assessment of the seismic response of hillside RC buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 20(2), 423–440
- Grelle, G., Bonito, L., Rosalba, M., Iacurto, S., Madiari, C., Revellino, P. and Sappa, G. (2021). Topographic effects observed at Amatrice hill during the 2016–2017 Central Italy seismic sequence. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 20(1), 63–78
- Hosseinzadeh, N. (2008). Vertical component effect of earthquake in seismic performance of reinforced concrete bridge piers. *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China
- IBC (2012). International building code. International Code Council ICC, USA
- Mander, J.B., Priestley, N. and Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* 114(8): 1804–1826
- Menegotto, M. and Pinto, P.E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering Zurich, Switzerland, 15–22
- NCh3171 (2010). Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas. INN, Santiago, Chile
- NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. INN, Santiago, Chile
- NCh430 (2008). Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo. INN, Santiago, Chile
- Papadimitriou, A. and Chaloulos, Y. (2010). Aggravation of the peak seismic acceleration in the vicinity of 2D hills, canyons and slopes. *Fifth International Conference of Recent Advances In Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego CA, USA, paper 3.26a
- Park, R. (1988). Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. *Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan
- Pitilakis, D. (2009). Topographic irregularities and soil – foundation - structure interaction. *3rd Greece-Japan Workshop on Seismic Design of Foundations, Innovations in Seismic Design, and Protection of Cultural Heritage*, Santorini, Greece, 335-343
- Sable, K.S. and Nagargoje, S.M. (2012). Seismic performance of multi-storeyed building on sloping ground. *Elixir Electrical Engineering* 53, 11980–11982
- Seismosoft (2018). SeismoStruct 2018 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. <http://www.seismosoft.com>



Shrestha, B. (2009). Vertical ground motions and its effect on engineering structures: a state-of-the-art review. *International Seminar on Hazard Management for Sustainable Development*, Kathmandu, Nepal, 190-202

Singh, Y., Gade, P., Lang, D. H. and Erduran, E. (2012). Seismic behavior of buildings located on slopes - An analytical study and some observations from Sikkim Earthquake of September 18 , 2011. *15th World Conference of Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal

Surana, M., Singh, Y. and Lang, D.H. (2015). Seismic fragility analysis of hill-buildings in Indian Himalayas. *SECED Conference: Earthquake Risk and Engineering towards a Resilient World*, Cambridge, UK



Estudio de la relación entre la reflexión de luz y el contenido de humedad superficial en muestras de relave utilizando imágenes hiperespectrales

Research of relationship between light reflectance and surface moisture content in tailings samples using hyperspectral images

Fecha de entrega: 19 de enero 2022

Fecha de aceptación: 5 de abril 2022

Montserrat Sánchez¹, Gonzalo Suazo¹, Víctor Araya¹ y Gabriel Villavicencio²

¹Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Avenida España 1680, Valparaíso, Chile, mo.sanchez.oyarzun@gmail.com, gonzalo.suazo@usm.cl, varaya.nieto@gmail.com

²Grupo de Geotecnia, Escuela de Ingeniería en Construcción, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Avenida Brasil #2147, Valparaíso, Chile, gabriel.villavicencio@pucv.cl

Para un adecuado manejo de depósitos de relaves, es necesario monitorear diversas variables, tales como la humedad, la cual influye en fenómenos de estabilidad tanto física como química. Actualmente, no existen controles continuos de humedad dado los peligros asociados a la toma de muestras en cubetas de relaves, generalmente en estados de baja densidad, dificultando el acceso a los depósitos. Dado el surgimiento de tecnologías de procesamientos de imágenes y el uso exitoso en monitoreo de variables de interés en áreas como la hidrología y agricultura, es que esta investigación utiliza imágenes hiperespectrales para la estimación de humedad superficial en depósitos de relaves. Para ello, se utilizan muestras de relave de cobre y hierro, las cuales son sometidas a iluminación activa a través de un láser de 980 nm y monitoreadas en un proceso de disecación en el rango de humedad de saturación hasta el estado seco, incluyendo la influencia de densidad y contenido de finos. Los resultados muestran una relación parabólica entre la humedad y la reflexión de luz, lo que sumado a uso del índice de vegetación de diferencia normalizada (NDVI), permiten estimar el contenido de humedad superficial de las probetas, generando un método auspicioso para el monitoreo continuo de humedad en depósitos de relaves.

Palabras clave: imágenes hiperespectrales, contenido de humedad, depósitos de relaves, NDVI

Proper tailings storage facilities (TSF) management can be done by monitoring various variables, such as moisture, which influences at physical and chemical stability phenomena. Nowadays, there are no continuous moisture controls due to the dangers associated with taking samples in tailings, generally in low-density states, making access difficult. Due to the recent hyperspectral imaging technologies and the successful use in monitoring interest variables (moisture, fines content, mineralogy) in areas such as hydrology and agriculture, therefore, this research uses hyperspectral images to estimate surface moisture in TSF using copper and iron tailings samples, which are subjected to active illumination from a 980 nm laser and monitored in a desiccation process in the moisture range from saturation to dry state, including density and fine content effects. Results show a parabolic relationship between moisture and light reflection, which, added to the use of the normalized difference vegetation index (NDVI), allow estimating the surface samples moisture content, generating an auspicious method for the continuous monitoring of humidity in TSF.

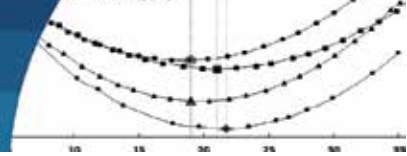
Keywords: hypespectral imaging, moisture content, tailings storage facilities, NDVI

Introducción

Los depósitos de relave corresponden a mega estructuras que almacenan desechos provenientes de la extracción minera, los que debido a la constante demanda de minerales y la reducción de leyes de extracción, han generado una tendencia al aumento de la dimensión de los depósitos

(Valenzuela, 2016), por lo que la evaluación de parámetros necesarios para la operación y análisis de estabilidad del mismo, se complejizan.

Uno de los parámetros necesarios a controlar es el contenido de humedad ya que influye en aspectos tanto



operacionales como de estabilidad. Por ejemplo, en el caso de relaves espesados, conocer el contenido de humedad permite: determinar el momento en el que se debe depositar la siguiente capa de relave al alcanzar el límite de contracción (Simms *et al.*, 2010) e identificar la capacidad de escurrimiento del relave, la cual se verá afectada por los cambios de humedad y características del depósito (Che *et al.*, 2018). Respecto a lo mismo, estimar el contenido de humedad permite conocer la tasa de evaporación del depósito, la cual depende del rango de humedad en el que se encuentre el suelo, lo que influirá directamente en los procesos de contracción (Simms *et al.*, 2010). Por otro lado, la estimación de la humedad permite conocer la permeabilidad en suelos, la cual será mínima cuando la humedad sea cercana a la óptima de compactación (Wright *et al.*, 1996). Además, conocer la humedad permite evitar la oxidación de sulfuros y por tanto el drenaje ácido, el cual es generado a un nivel de saturación parcial en relaves (Changul *et al.*, 2010). Adicionalmente, estimar la humedad permite evaluar la resistencia cíclica en relaves, la cual es máxima hasta un grado de saturación cercano al 70%, reduciéndose paulatinamente con el aumento del grado de saturación, decayendo bruscamente al 95% de saturación (Tsukamoto *et al.*, 2014).

Hoy en día, los métodos usuales de control de humedad en depósitos de relave son periódicos mediante líneas piezométricas y mediciones en laboratorio a través de muestras de terreno, los cuales entregan información puntual, espacial y temporalmente (Tschuschke *et al.*, 2020). Entonces, dada la importancia de la humedad en depósitos de relave, es que surge el desafío de implementar nuevas tecnologías que permitan agilizar los procesos de monitoreo. Frente a esto, el uso de procesamiento de imágenes y sensores de luz para la medición de reflexión de luz, es una técnica reciente que ha mostrado resultados auspiciosos en monitoreo de humedad en suelos en áreas como la agricultura (Hassan-Esfahani *et al.*, 2015) y la hidrología (Sadeghi *et al.*, 2015a).

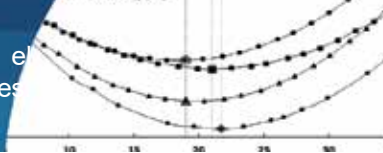
Uno de los primeros acercamientos en el uso de esta tecnología fue en laboratorio, realizado por Dalal y Henry (1986), en donde se utilizaron espectrómetros en el rango cercano al infrarrojo NIR (1100 nm – 2500 nm) (*near infrared*) para estimar la humedad en probetas de suelos a través de la medición de la reflexión de luz, evidenciando

que la relación se ve influenciada por la granulometría, el color de las muestras y el contenido de carbono. Por otro lado, en la última década, se ha evidenciado, para mediciones de longitudes de onda entre 1650 nm y 2210 nm, una relación lineal entre la reflexión de luz y el contenido de humedad superficial en muestras de suelos, la cual disminuye la linealidad con el aumento del contenido de arcilla (Sadeghi *et al.*, 2015a). Esta relación ha sido usada para hallar curvas de succión de suelos (Babaeian *et al.*, 2017), para la creación de perfiles de infiltración en suelos (Sadeghi *et al.*, 2017) y estimación de tasas de evaporación (Babaeian *et al.*, 2019).

Pese a lo anterior, el uso de imágenes hiperespectrales en el monitoreo de variables de interés en el manejo de depósitos de relaves es bastante acotada, encontrándose estudios asociados al monitoreo de humedad en relaves provenientes de la extracción de petróleo (Entezari *et al.*, 2013), y más reciente en minería metálica (Araya *et al.*, 2019), estudio llevado a cabo en laboratorio, el cual hace uso de imágenes multiespectrales para monitorear el proceso de disecación de probetas de relave de cobre, hallando una relación parabólica entre la humedad superficial y la reflexión de luz, la cual es aplicada en terreno en conjunto con el índice de vegetación de diferencia normalizada (NDVI) para estimar el contenido de humedad superficial, entregando buenos resultados.

Con el fin de fortalecer el estudio realizado por Araya, se continúa su investigación, considerando la variabilidad material y temporal que presentan los relaves (Villavicencio *et al.*, 2011), incluyendo efectos de variables tales como la granulometría y la densidad en la relación entre la reflexión de luz y el contenido de humedad superficial.

Este trabajo presenta resultados obtenidos desde una serie de ensayos en laboratorio en donde se sigue un procedimiento similar al de Araya, en el cual se estimula con iluminación artificial proveniente de láser de 980 nm a probetas de relave de hierro preparadas a un 100% de saturación, las cuales son monitoreadas con cámaras hiperespectrales en el rango NIR y VIS (visible), midiendo la reflexión de luz generada en el proceso de disecación. Los ensayos se realizan a distintos niveles de densidad y contenido de finos. De esta forma se incluyen en la relación efectos de parámetros variables en terreno controlando en mayor rango la relación.



Fundamento teórico

El sol emite radiación en todo el espectro electromagnético, la cual posee una intensidad que depende de la longitud de onda λ , la que, al entrar en contacto con una superficie, refleja una intensidad espectral en función del tipo de material y características de la superficie, situación representada en la Figura 1, donde se observa esquemáticamente la diferencia entre dos materiales.

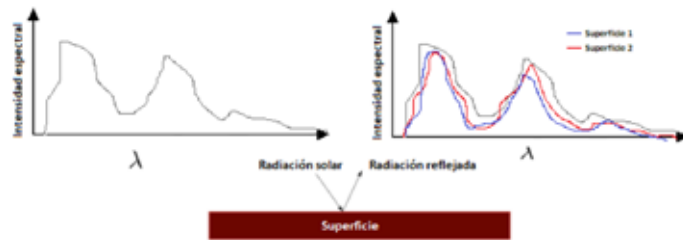


Figura 1: Esquema de función de intensidad espectral de radiación solar y la respuesta de reflexión para dos superficies distintas

Esto permite definir al material como un filtro de radiación incidente, por lo que es posible encontrar una relación entre las características de la intensidad espectral y las características de la superficie incidente. Esto a través de sensores que captan la luz reflejada, los cuales filtran la luz, dejando pasar solo una parte del espectro. Por ejemplo, el ojo humano solo permite captar el espectro visible de la luz solar a pesar de que está siendo estimulado por todo el espectro electromagnético.

Uno de los filtros más comúnmente utilizados son filtros de Bayer, el cual separa la luz en canales rojo, verde y azul, para posteriormente dirigir cada uno de estos canales hacia un set de píxeles en la configuración de los sensor 1 mostrado en Figura 2. Una cámara multispectral posee uno o varios sensores con diferentes características de

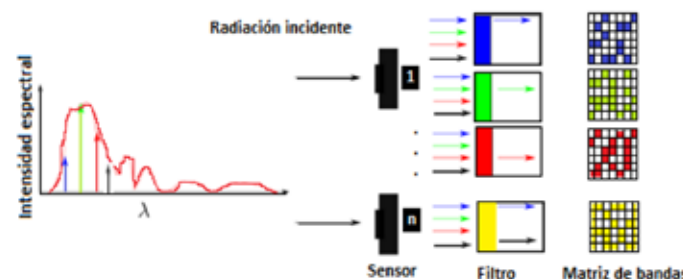


Figura 2: Esquema de funcionamiento de cámara multispectral

filtrado, situación presentada esquemáticamente en Figura 2, de modo de capturar la intensidad espectral por bandas, lo que se traduce en tener varios canales de almacenamiento, los que comúnmente son 6 (Brauers y Aach, 2006), sin embargo se puede llegar a tener hasta 12 canales para este tipo de sensores.

La luz captada por sensores permite pasar a cada canal “c” según la función de transferencia que posee cada una de las bandas. Entonces, integrando la luz incidente $I_i(\lambda)$ en el espectro completo de longitud de onda y multiplicando por la función de transferencia de cada canal, se obtiene el valor “C” de intensidad para cada píxel de la imagen capturada, el cual se obtiene a partir de la expresión:

$$(C) = \int_{-\infty}^{\infty} I_i(\lambda)(c(\lambda))d\lambda \quad (1)$$

En suelos, la reflexión de luz depende de la estructura física del material, de la composición mineralógica, de las variables de estado, de la rugosidad de la superficie y de la longitud de onda de la luz incidente (Gondek *et al.*, 1994). Si en primera instancia se asumen constantes ciertas variables como la rugosidad, la mineralogía, granulometría, y la longitud de onda de estimulación, es posible hallar una relación entre la reflexión de luz y el contenido de humedad superficial de relaves, lo cual es presentado en el presente artículo.

Metodología

Los ensayos fueron realizados en el laboratorio de Geotecnia de la UTFSM, en donde se prepararon probetas de relave en moldes cilíndricos de 7.5 cm de diámetro y 2.3 cm de altura, con un contenido de humedad mayor a la saturación. Las muestras fueron monitoreadas por dos cámaras multispectrales, una para el rango espectral visible (VIS 400 a 700 nm), y otro en el rango cercano al infrarrojo (NIR 400 a 1100 nm), las que a la vez se les aplicó iluminación ambiental y activa proveniente de un láser de 980 nm, longitud de onda que permite trabajar en el rango estable de reflexión de luz en suelos para la medición de humedad (Thomasson *et al.*, 2001).

Las fotografías son tomadas en el proceso de disecación de las muestras, las cuales fueron secadas en horno a intervalos regulares de 10 min a una temperatura de 100°C. La caracterización de los materiales utilizados se muestra en Tabla 1.

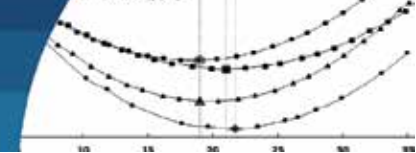


Tabla 1: Propiedades de los materiales empleados.

Muestra	Mineral	Clasificación ASTM	Contenido de finos, %	Peso específico G_s	Límite líquido LL, %	Límite plástico LP, %	Límite de contracción LC, %	Humedad de saturación, %
1	Hierro	CL	85	3.02	24.8	19.9	19.2	35.3
2	Cobre	ML	73	2.75	-	-	-	25.6

El láser y las cámaras son controlados por miniprocesadores Raspberry pi, los cuales fueron introducidos en una caja de control que apunta perpendicular a la superficie de las probetas, ubicadas a una distancia de 38 cm, como se muestra en Figura 3.

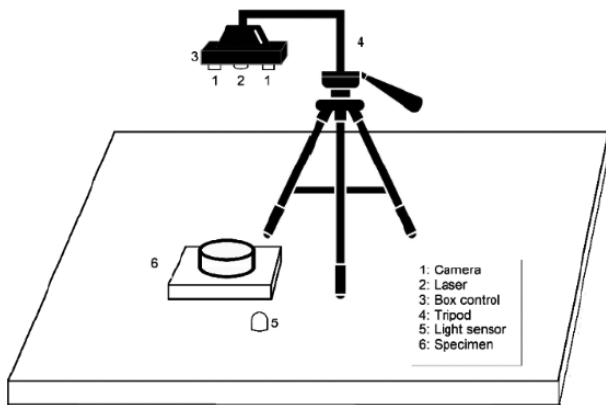


Figura 3: Esquema de trabajo

Una vez secadas las probetas, se extrajeron las imágenes, y fueron asociadas a contenidos de humedad calculado en cada intervalo de medición. Las imágenes fueron procesadas por códigos en el software Matlab, diseñados para extraer la intensidad de luz captada por cada imagen, desde el cual se obtuvo la intensidad normalizada ($I_{Ti}(C)$), y el índice de vegetación de diferencia normalizada (NDVI), procedimiento que se detalla a continuación.

Para el procesamiento de imágenes se selecciona un tramo homogéneo de la imagen con un total de n píxeles. De este rectángulo se obtiene el índice de intensidad total espectral $I_{ti(NIR,VIS)}(C)$ para cada canal (R, G, B), correspondiente al promedio de intensidad de luz, como se muestra en expresión (2).

$$I_{ti(NIR,VIS)}(C) = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n I_j(C) \quad (2)$$

Dado que las mediciones son realizadas a distintas horas del día, la intensidad de luz ambiental varía de una imagen a

otra. Para eliminar este efecto, la intensidad obtenida en la imagen NIR sin iluminación artificial $I_{ti(NIR)}(C)(NON\ LASER)$, es restada a la intensidad de luz obtenida en la imagen con iluminación artificial $I_{ti(NIR)}(C)(LASER)$, como se muestra en (3).

$$I_{ti}(C) = I_{ti(NIR)}(C)(LASER) - I_{ti(NIR)}(C)(NON - LASER) \quad (3)$$

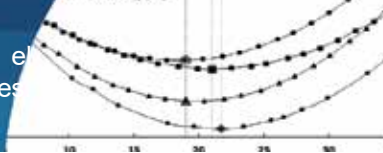
Para estandarizar los resultados, la intensidad de luz obtenida en cada medición $I_{ti}(C)$, fue normalizada por la intensidad de luz obtenida para la condición seca $I_{tn}(C)$ como se muestra en (4), siguiendo un procedimiento similar a lo planteado por Weidong *et al.* (2003) para la estimación de humedad en suelos a partir de reflexión de luz. De esta manera se obtiene la intensidad de luz total para la condición de humedad i . Finalmente, se calcula el índice de vegetación de diferencia normalizada (NDVI), usando (5).

$$I_{Ti}(C) = \frac{I_{ti}(C)}{I_{tn}(C)} \quad (4)$$

$$NDVI_i(C) = \frac{I_{i,NIR} - I_{i,VIS}}{I_{i,NIR} + I_{i,VIS}} \quad (5)$$

Resultados y análisis

Los resultados se presentan en los gráficos de la Figura 4, donde se muestra la relación de reflexión de luz y contenido de humedad superficial de los dos relaves ensayados. Es posible observar que la relación muestra dos tramos de comportamiento. El primero es llamado tramo A, el cual presenta un comportamiento parabólico para ambos relaves, marcándose un tramo inicial en donde al aumentar la humedad, la reflexión de luz disminuye hasta un punto de inflexión, el cual es llamado humedad de inflexión (w^*), mientras que posterior a w^* un aumento en la humedad genera un aumento en la reflexión de luz captada. El fin de este comportamiento corresponde al fin



de la parábola el cual ha sido nombrado como humedad máxima (w_m), lo cual es consistente con lo presentado por Araya *et al.* (2019).

Por otro lado, el segundo comportamiento es llamado tramo B, y comienza con (w_m), en donde se observa un brusco decaimiento de la reflexión de luz y luego una estabilización de la reflexión a un valor relativamente constante, esto a medida que aumenta la humedad, lo cual se asocia a la absorción de luz por parte de la capa de agua que se va formando sobre el relave. Esta zona sería un indicador de zonas cubiertas por agua en los depósitos, como por ejemplo la laguna de aguas claras, lo que permitiría tener un control de su ubicación en el depósito.

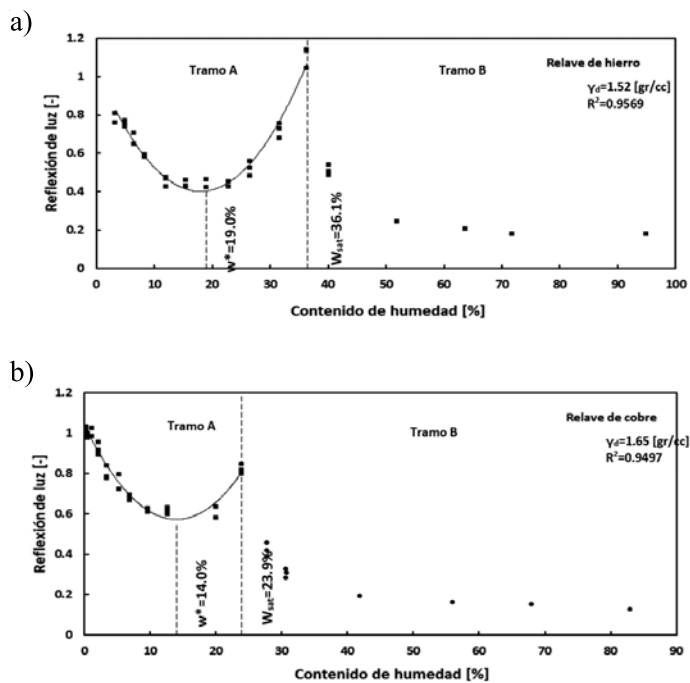


Figura 4: Relación entre reflexión de luz y contenido de humedad superficial en relaves de: a) hierro y b) cobre

Para ambas muestras ensayadas, se observa que w_m coincide aproximadamente con la humedad de saturación w_{sat} de las probetas, por lo que este punto de la curva entregaría información sobre relaves saturados, mientras que por su parte, w^* es similar al límite de contracción, por lo que este punto ayudaría a identificar zonas en las que el volumen del depósito llegó a su mínimo, pudiendo por ejemplo, determinar colocar la siguiente capa para el caso de relaves espesados (Simms *et al.*, 2010). Por otro lado, la zona de crecimiento de la parábola sería un tramo indicador del decaimiento de la resistencia cíclica, la cual

se produce al 70% de saturación llegando al mínimo a un 95% de saturación (Tsukamoto *et al.*, 2014). Además de ser una zona donde es posible identificar inicios de agrietamiento en relaves finos, dado que se encuentra bajo la saturación, pero sobre el límite de contracción (Ávila Álvarez, 2005).

Por otro lado, dado que la relación encontrada es parabólica para niveles bajo de humedad (tramo A), surge la necesidad de usar otra herramienta que ayude a identificar, a partir de la medición de reflexión de luz, la humedad asociada a este valor, ya que en una relación cuadrática para un valor en la ordenada, se asocian dos valores en la abscisa. Es por esto que se hace uso del índice de vegetación de diferencia normalizada (NDVI), el cual se presenta en Figura 5.

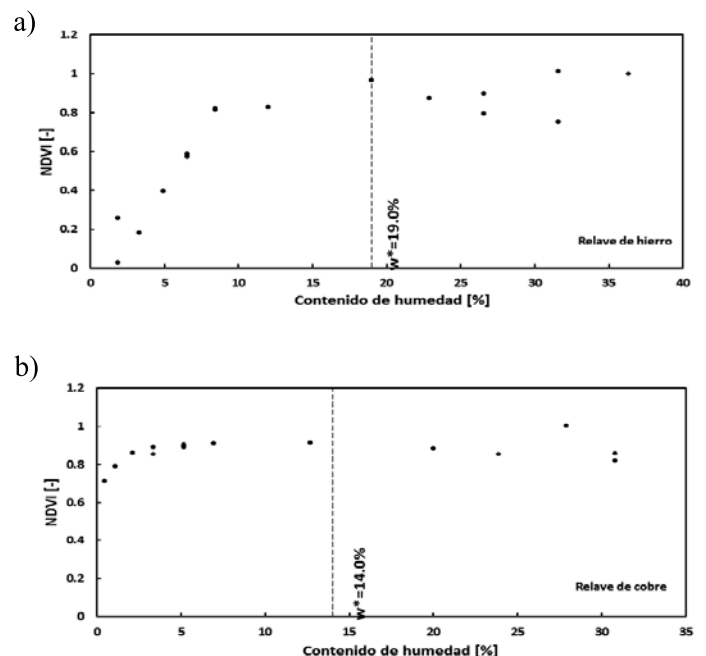


Figura 5: Variación de NDVI en función de la humedad para relaves de: a) hierro y b) cobre

El índice NDVI, muestra para ambos relaves un comportamiento similar, en donde se observa un aumento del NDVI hasta aproximadamente w^* , mientras que para humedad mayores, el valor se mantiene relativamente constante. Esto permite determinar la humedad asociada a la medición por parte de la reflexión de luz, ya que si el NDVI se encuentra en la zona de crecimiento, quiere decir que la reflexión de luz medida es previo a w^* , de lo contrario, la humedad corresponde a un valor mayor a w^* , dado que el NDVI se encontraría en la zona máxima y estable.

Influencia de la densidad seca

Para evaluar el efecto de la densidad en la relación correspondiente al tramo A, se ensaya el relave de hierro a 4 densidades secas distintas, correspondientes a 1.31, 1.56, 1.67 y 1.72 gr/cc. Los resultados se presentan en el gráfico de Figura 6. De acá se observa que el comportamiento sigue siendo parabólico, sin embargo, a medida que la densidad aumenta, la reflexión mínima disminuye. Esto puede estar asociado a una mayor continuidad del medio, en este caso del relave, el cual permitiría que la luz viaje por él, aumentando la absorción, y por tanto, disminuyendo la luz reflejada, como se explica en Clark (1999).

Por otro lado, la diferencia de la reflexión de luz previo a w^* , es menor respecto al tramo posterior. Esto puede deberse a que el primer tramo es inferior al límite de contracción, por lo que el volumen de la probeta se mantiene constante, sin embargo posterior a w^* , hay un hinchamiento de la probeta con el aumento de la humedad y por tanto un medio menos “continuo”, lo que aumentaría las diferencias de reflexión.

Finalmente, se observa que w^* sufre leves variaciones, manteniéndose en un rango acotado, lo que puede deberse a variaciones en la medición de reflexión de luz.

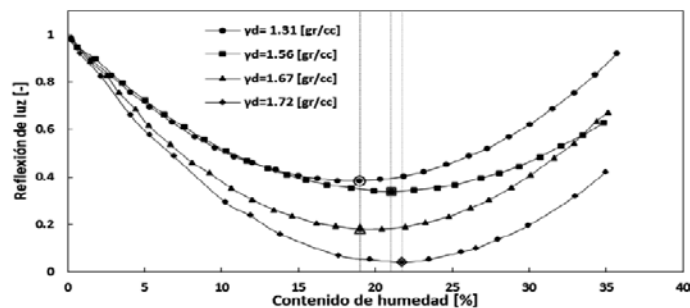


Figura 6: Efecto de la densidad seca en la relación de reflexión de luz y contenido de humedad superficial

Influencia del contenido de finos

Para conocer los efectos del contenido de finos en la relación, se ensayaron muestras de ambos relaves generando mezclas en un rango de 0% a 100% de finos. Los resultados se muestran en Figura 7. En ambos casos, para contenidos de finos superiores al 25%, se logra identificar el comportamiento parabólico observado en la granulometría original del relave, en donde w^* aumenta a medida que lo hace el contenido de finos. Sin embargo, cuando el contenido de finos es de 0%, la relación tiene un

comportamiento lineal. Esto puede deberse a que w^* está asociado al límite de contracción, por lo que al no tener finos, no muestra el cambio de volumen con la variación de la humedad. Lo anterior concuerda con lo presentado por Sadeghi *et al.* (2015b), quienes evidenciaron una relación lineal entre la reflexión de luz y el contenido de humedad en muestras de suelo para longitudes de onda de 1650 nm y 2210 nm, sin embargo, a medida que aumenta el contenido de finos, disminuye la linealidad de la relación.

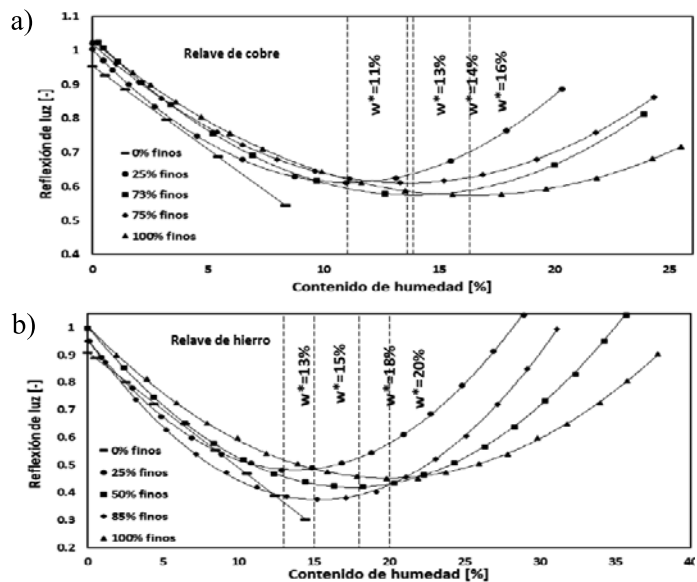
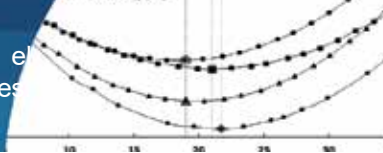


Figura 7: Efectos del contenido de finos en la relación reflexión de luz y contenido de humedad superficial para relaves de: a) cobre y b) hierro

Conclusiones

Luego de realizar ensayos de laboratorio utilizando cámaras multispectrales y láser de 980 nm, se logró identificar el comportamiento de la relación entre la reflexión de luz y el contenido de humedad superficial en muestras de relave provenientes de la extracción de 2 minerales, correspondientes a hierro y cobre. Además, se utilizó el índice (NDVI) como herramienta complementaria a la relación hallada para la estimación de la humedad. En conjunto, se evaluó el efecto de la densidad seca y el contenido de finos en la relación de reflexión de luz y contenido de humedad superficial, ensayando probetas a 4 niveles de densidad entre 1.31-1.71 gr/cc y a mezclas de relave con un contenido de finos entre 0% y 100%.

La relación observada en todos los ensayos fue parabólica, desde la cual se identifican dos puntos importantes; el



primero corresponde al punto de inflexión de la parábola, llamado humedad de inflexión w^* , el cual coincide aproximadamente con el límite de contracción de las muestras, mientras que el segundo punto se encuentra al final de la parábola, llamado humedad máxima w_{max} , el cual es muy similar a la humedad de saturación de las probetas. Para humedades mayores a la saturación, se observó un brusco decaimiento de la reflexión de luz, el cual está asociado a la absorción de luz por parte de la capa de agua formada en la superficie de las probetas.

Por su parte, el (NDVI) mostró que para humedades menores a w^* , la relación es creciente, mientras que posterior a w^* , el valor se mantiene relativamente constante. Esto permite conocer la ubicación de la humedad respecto a w^* , referente a la reflexión medida, dado que si (NDVI) se encuentra en el tramo creciente, entonces la humedad asociada es menor a w^* , mientras que si (NDVI) está en el tramo constante, la humedad es mayor a (w^*).

Por otro lado, se observó que la densidad seca influye en el rango de reflexión, dado que, a mayor densidad seca, menor es el mínimo de reflexión de luz medida, lo que se asocia a una mayor absorción de luz por parte del medio más denso. Respecto a los efectos del contenido de finos, se observa que, a mayor contenido de finos, mayor es w^* , manteniéndose la relación parabólica en todos los casos exceptuando para las mezclas con 0% de finos, las cuales presentan una relación lineal. Esto es promisorio para la aplicación de esta tecnología en el control de compactación de depósitos de relaves.

Finalmente, queda como desafío incorporar nuevas variables que repercutan en la relación de reflexión de luz y humedad superficial, además de poder verificar en terreno los comportamientos observados en laboratorio. Este es un trabajo que actualmente se encuentra en desarrollo en UTFSM y su grupo de residuos mineros (www.miningwaste.cl).

Referencias

Araya, V., Suazo, G., Villavicencio, G. y Silva, M. (2019). Monitoreo de la humedad en depósitos de relave a partir de mediciones de reflexión de luz. *Obras y Proyectos* 25, 35–41

Ávila Álvarez, G. (2005). *Estudio de la retracción y el agrietamiento de arcillas. Aplicación a la arcilla de Bogotá*. Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, España

Babaeian, E., Sadeghi, M., Gohardoust, M.R., Arthur, E., Jones, S. B. and Tuller, M. (2017). Application of shortwave infrared imaging for estimation of soil hydraulic properties. *CSSA and SSSA International Annual Meeting*, Tampa FL, USA

Babaeian, E., Sadeghi, M., Jones, S.B. AND Tuller, M. (2019). Relating Evapotranspiration Rate, Soil and Plant temperature, and swir reflectance for root water uptake estimation. *SSSA International Soils Meeting*, San Diego CA, USA

Brauers, J. and Aach, T. (2006). A color filter array based multispectral camera. *12th Workshop Farbbildverarbeitung*, Ilmenau, Germany

Changul, C., Sutthirat, C., Padmanahban, G. and Tongcumpou, C. (2010). Chemical characteristics and acid drainage assessment of mine tailings from Akara Gold Mine in Thailand. *Environmental Earth Sciences* 60(8), 1583–1595

Che, D., Liang, A., Li, X. and Ma, B. (2018). Remote sensing assessment of safety risk of iron tailings pond based on runoff coefficient. *Sensors* 18(12), 4373

Clark, R.N. (1999). Spectroscopy of rocks and minerals, and principles of spectroscopy. In *Remote Sensing for the Earth Sciences: Manual of Remote Sensing*, N. Rencz (ed.), John Wiley & Sons, New York, USA, vol. 3, 3–52

Dalal, R.C. and Henry, R.J. (1986). Simultaneous determination of moisture, organic Carbon, and total Nitrogen by near infrared reflectance spectrophotometry. *Soil Science Society of America Journal* 50(1), 120–123

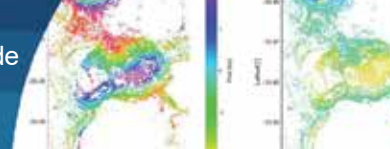
Entezari, I., Rivard, B., Lipsett, M. and Wilson, W. (2013). Application of hyperspectral remote sensing in estimation of oilsands tailings water content. *5th Workshop on Hyperspectral Image and Signal Processing: Evolution in Remote Sensing, WHISPERS*, Gainesville FL, USA, IEEE, 1-4

Gondek, J.S., Meyer, G.W. and Newman, J.G. (1994). Wavelength dependent reflectance functions. *21st Annual Conference on Computer Graphics and Interactive Techniques SIGGRAPH*, Orlando FL, USA, ACM, 213–220

Hassan-Esfahani, L., Torres-Rua, A., Jensen, A. and McKee, M. (2015). Assessment of surface soil moisture using high-resolution multi-spectral imagery and artificial neural networks. *Remote Sensing* 7(3), 2627–2646

Sadeghi, M., Jones, S.B. and Philpot, W.D. (2015a). A linear physically-based model for remote sensing of soil moisture using short wave infrared bands. *Remote Sensing of Environment* 164, 66–76

- Sadeghi, M., Jones, S.B. and Tuller, M. (2015b). Toward a calibration-free model for optical remote sensing of soil moisture. *Conference AGU Fall Meeting*, San Francisco CA, USA
- Sadeghi, M., Sheng, W., Babaeian, E., Tuller, M. and Jones, S.B. (2017). High-resolution shortwave infrared imaging of water infiltration into dry soil. *Vadose Zone Journal* 16(13), 1–10
- Simms, P., Dunmola, A., Fisseha, B. and Bryan, R. (2010). Generic modelling of desiccation for cyclic deposition of thickened tailings to maximise density and to minimise oxidation. *Thirteenth International Seminar on Paste and Thickened Tailings*, R. Jewell and A.B. Fourie (eds.), Australian Centre for Geomechanics, Perth, Australia, 293–301
- Thomasson, J.A., Sui, R., Cox, M.S. and Al-Rajehy, A. (2001). Soil reflectance sensing for determining soil properties in precision agriculture. *Transactions of the ASAE* 44(6), 1445–1453
- Tschuschke, W., Gogolik, S., Wrózyńska, M., Kroll, M. and Stefanek, P. (2020). The application of the seismic cone penetration test (SCPTU) in tailings water conditions monitoring. *Water* 12(3), 737
- Tsukamoto, Y., Kawabe, S., Matsumoto, J. and Hagiwara, S. (2014). Cyclic resistance of two unsaturated silty sands against soil liquefaction. *Soils and Foundations* 54(6), 1094–1103
- Valenzuela, L. (2016). Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailings sand dams in Chile. *Obras y Proyectos* 19, 6–22
- Villavicencio, A.G., Breul, P., Bacconnet, C., Boissier, D. and Espinace, A.R. (2011). Estimation of the variability of tailings dams properties in order to perform probabilistic assessment. *Geotechnical and Geological Engineering* 29(6), 1073–1084
- Weidong, L., Baret, F., Xingfa, G., Bing, Z., Qingxi, T. and Lanfen, Z. (2003). Evaluation of methods for soil surface moisture estimation from reflectance data. *International Journal of Remote Sensing* 24(10), 2069–2083
- Wright, S.P., Walden, P.J., Sangha, C.M. and Langdon, N.J. (1996). Observations on soil permeability, moulding moisture content and dry density relationships. *Quarterly Journal of Engineering Geology* 29(3), 249–255



Aplicación de herramientas de monitoreo DinSAR de deformaciones para el estudio de fallas en depósitos de relaves

Application of InSAR deformation monitoring tools to study tailings dam failures

Fecha de entrega: 11 de marzo 2022

Fecha de aceptación: 27 de abril 2022

Sebastián Olguín¹, Víctor Araya² y Gonzalo Suazo¹

¹Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Avenida España 1680, Valparaíso, Chile, sebastian.olguin.svd@gmail.com, gonzalo.suazo@usm.cl

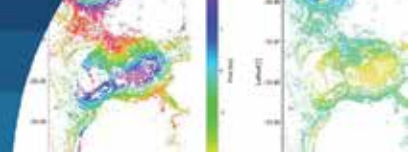
²Ferrara - Proyectos Especiales, Av. Ossa 235, oficina 1150, La Reina, Región Metropolitana de Santiago 7870117, Chile, victor.araya@ferrara.cl

En la última década han ocurrido fallas catastróficas en depósitos de relaves que han evidenciado la importancia del monitoreo continuo de los depósitos durante su operación y cierre. Lo anterior, de modo de gestionar adecuadamente el riesgo de inestabilidad física de la estructura. En muchos casos, las fallas de los depósitos están precedidas por una serie de anomalías como la deformación excesiva en superficie, aparición de grietas de tensión o cambios en tendencias de aceleración de puntos de control. Si estas alertas son identificadas a tiempo, pueden ser significativas para la activación de planes de emergencia y de control, lo que finalmente mitigue el riesgo de la falla física. Las técnicas de interferometría diferencial de radar de apertura sintética (DInSAR) miden la deformación superficial procesando la diferencia de fase de radar de al menos dos imágenes SAR complejas adquiridas en diferentes épocas sobre la misma área. Estas técnicas son de gran utilidad para medir deformaciones en depósitos de relaves ya que proveen información periódica de alta precisión sobre grandes áreas, pudiendo utilizarse incluso en condiciones climáticas adversas, a diferencia de la utilización de imágenes de satélites ópticos. Este artículo presenta los resultados de la aplicación del análisis interferométrico de deformaciones superficiales en tranques de relaves, las cuales permiten la detección de deformaciones sobresalientes, tendencias de aceleración y estimaciones del momento de falla en sus estructuras. Las herramientas de procesamiento son aplicadas a casos de falla relevantes a nivel internacional. Para el estudio se utilizan técnicas DInSAR avanzadas de dispersores persistentes (PS InSAR). Los resultados obtenidos se comparan con estudios geotécnicos post-falla realizados a los casos de estudio.

Palabras clave: relaves, deformaciones superficiales, predicción de falla, interferometría radar, DinSAR, PS InSAR

Currently, catastrophic failures have occurred in tailings deposits that have demonstrated the importance of continuous monitoring of the constructive and operational status of these structures to improve their understanding and reduce risk. In many cases, dam failures are preceded by a series of anomalies such as: excessive deformation on the surface, the appearance of stress cracks or acceleration trends. If these are captured in time, they can be of great support for early warning systems or for activating risk mitigation procedures, which can ultimately lead to avoiding failures. Synthetic aperture radar differential interferometry (DInSAR) techniques measure surface deformation by processing the radar phase difference of at least two complex SAR images acquired at different times over the same area. These techniques are very useful for measuring deformations in tailings deposits since they provide high-precision periodic information over large areas, and can even be used in adverse weather conditions, unlike optical satellites. This article shows the results of the application of interferometric analysis of surface deformations in tailings dams, which allow the detection of outstanding deformations, acceleration trends and estimates of the moment of failure in its structures. The processing tools are applied by studying some important international failure cases of tailings deposits that have occurred in recent years. Advanced DInSAR techniques of persistent scatterers (PS InSAR) are used for the study. The results obtained are compared with complementary geotechnical studies carried out on these case studies.

Keywords: tailings, surface deformations, failure prediction, radar interferometry, DinSAR, PS InSAR



Introducción

Depósitos de relaves y las implicancias de la falla de sus estructuras

El manejo y almacenamiento de relaves forman parte fundamental dentro de la operación minera tanto en Chile como en el resto del mundo. La gran envergadura que pueden alcanzar sus depósitos (algunos con alturas cercanas a los 300 m, extensiones de varios kilómetros y volúmenes enormes) los sitúa entre las estructuras artificiales más grandes del mundo. Lo anterior presenta, junto con la naturaleza física y química de los relaves, una serie de riesgos al medio ambiente, a las comunidades aguas abajo y a la economía de las mineras ante una eventual falla de sus estructuras. Por esto, los relaves requieren un tratamiento adecuado y ubicaciones de almacenamiento seguras y dedicadas.

A pesar de los avances realizados en el sector minero y el mayor conocimiento de la ingeniería geotécnica, todavía se producen fallas en los depósitos de relaves. La causa de la mayoría de las fallas corresponde a un compromiso inadecuado con el almacenamiento seguro combinado con una mala gestión (Roche *et al.*, 2017). También, pese a que durante las últimas tres décadas el número total de fallas anuales de depósitos de relaves ha disminuido, el número de fallas graves ha aumentado (Bowker y Chambers, 2015). Además, el problema del almacenamiento seguro de relaves puede volverse más desafiante a medida que aumenta el volumen de desechos de las minas debido a menores leyes de mineral (Mudd, 2007) y a medida que el cambio climático provoca eventos naturales más intensos y variables.

En la actualidad, han ocurrido fallas catastróficas que han evidenciado la importancia del monitoreo continuo de los depósitos para la comprensión de estas y sobre todo para evitarlas. Una de ellas fue la ruptura de la presa de Feijão en Brasil a principios de 2019 (ver Figura 1): el evento causó la liberación de varios millones de metros cúbicos de relaves, contaminando las aguas de río Paraopeba y costando la vida a cientos de personas. El reporte de Robertson *et al.* (2019) cuenta con un análisis de datos de monitoreo sobre la presa de Feijão, el cual ayudó a explicar su falla. Entre los datos analizados se encuentran: presencia de lagunas, humedad, deformaciones superficiales y videos de la presa en el instante del colapso.

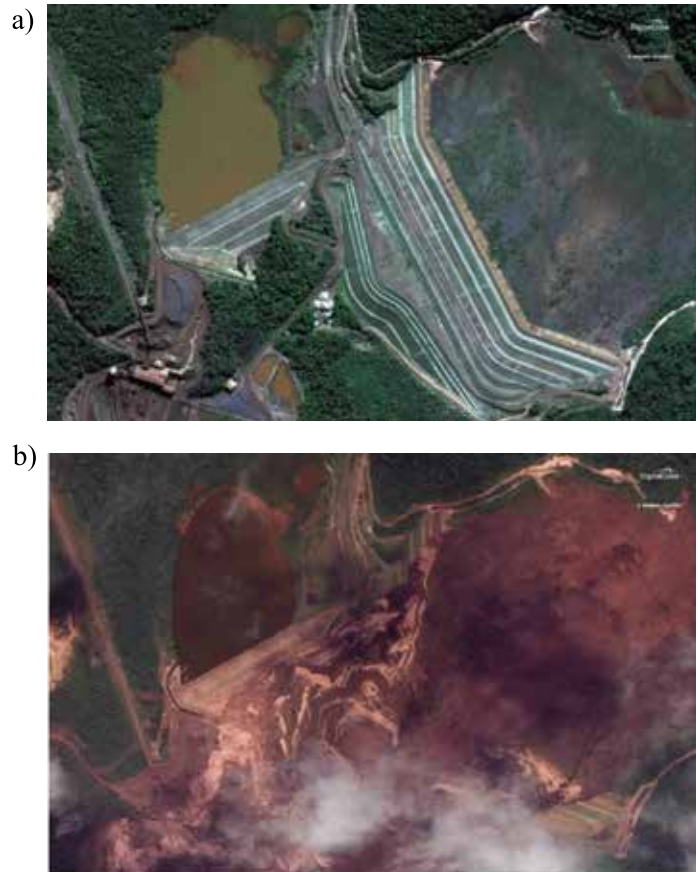
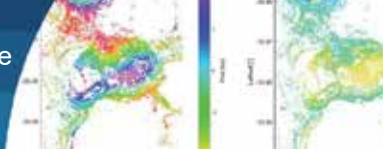


Figura 1: (a) Presa I de Feijão antes y (b) después del desastre (The Sydney Morning Herald).

El objetivo de monitorear los desplazamientos, particularmente, es seguir la reacción de los depósitos de relaves a la carga continua y supervisar la deformación en entornos mineros cerrados para preservar la integridad de la instalación y evitar fallas futuras. En muchos casos, las fallas de los depósitos están precedidas por una serie de anomalías en la deformación de la superficie, como grietas de tensión y tendencias de aceleración (Vanden Berghe *et al.*, 2011). Si se detectan en su fase inicial y se interpretan bien, estas anomalías pueden ser de gran apoyo para los sistemas de advertencia y alarma en la activación de los procedimientos de mitigación de riesgos. El monitoreo del desplazamiento de la superficie es fundamental en la fase de prevención, ya que destaca las áreas que necesitan investigaciones de alta prioridad (Sánchez *et al.*, 2019).

El monitoreo radar de deformaciones como recurso de advertencia y prevención

Los sensores radar montados en plataformas de órbita espacial entregan información superficial a gran escala,



con alta precisión e independientemente de la luminosidad y las condiciones climáticas; la deformación del terreno se puede obtener a partir de esta información con técnicas de procesamiento radar adecuadas. Los métodos satelitales resultan ser un buen complemento para los métodos in situ tradicionales e incluso una fuente directa y continua de información procesable. En este contexto, diversas misiones satelitales radar proporcionan material virtual periódicamente y, en algunos casos (como la misión Sentinel-1), de manera liberada a los usuarios de sus plataformas en línea.

En los últimos 30 años, las técnicas de interferometría diferencial de radar de apertura sintética (DInSAR) han demostrado su potencial como herramientas de medición de la deformación del terreno. Desde inicios de la década del 2000, su capacidad se ha mejorado considerablemente mediante el uso de grandes pilas de imágenes SAR adquiridas en la misma área, en lugar del par de imágenes usadas en las configuraciones DInSAR clásicas. Con estos avances, las técnicas DInSAR se han convertido en herramientas geodésicas cada vez más cuantitativas para monitorear deformaciones, en lugar de solo herramientas cualitativas simples (Crosetto *et al.*, 2005).

Marco teórico

Generalidades DInSAR

Las técnicas DInSAR procesan la información contenida en la fase de radar de al menos dos imágenes SAR complejas adquiridas en diferentes épocas sobre la misma área, y que forman un par interferométrico. La imagen SAR compleja contiene dos componentes por píxel, de los cuales se deriva la señal de amplitud y fase. La fase es la clave observable de todas las técnicas InSAR y a partir de la diferencia de fase entre imágenes SAR se pueden realizar mediciones de deformación del terreno. Los métodos DInSAR han sido ampliamente explotados durante las últimas tres décadas, produciendo resultados significativos en los campos de: sismología, vulcanología, glaciología, deslizamientos de tierra, subsidencia y elevación de suelo. La Figura 2 muestra la relación entre movimiento de terreno y cambio de fase de la señal SAR.

El objetivo de cualquier técnica DInSAR es derivar la fase de desplazamientos de la fase interferométrica. Esto implica separar la fase de desplazamientos de los

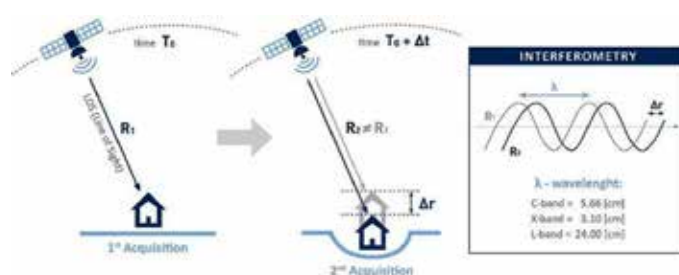


Figura 2: Representación gráfica de la relación entre el desplazamiento de la superficie del terreno y el cambio de fase de la señal SAR (TRE Altamira, site.tre-altamira.com)

otros componentes de fase (asociados esencialmente a la topografía del terreno, a la órbita del sensor, a la atmósfera y al ruido). Una condición fundamental para lograrlo es analizar píxeles con pequeños niveles de ruido, que generalmente se relacionan con dos tipos de reflectores: aquellos en que la respuesta al radar está dominada por un objeto reflector fuerte y es constante en el tiempo (dispersor persistente PS) y aquellos en que la respuesta es constante en el tiempo, pero se debe a diferentes objetos de dispersión pequeños (dispersores distribuidos DS). Físicamente, los PS pueden ser, por ejemplo, troncos de árbol, rocas grandes o edificaciones. La Figura 3 muestra la señal radar reflejada desde un píxel PS y desde un píxel DS.

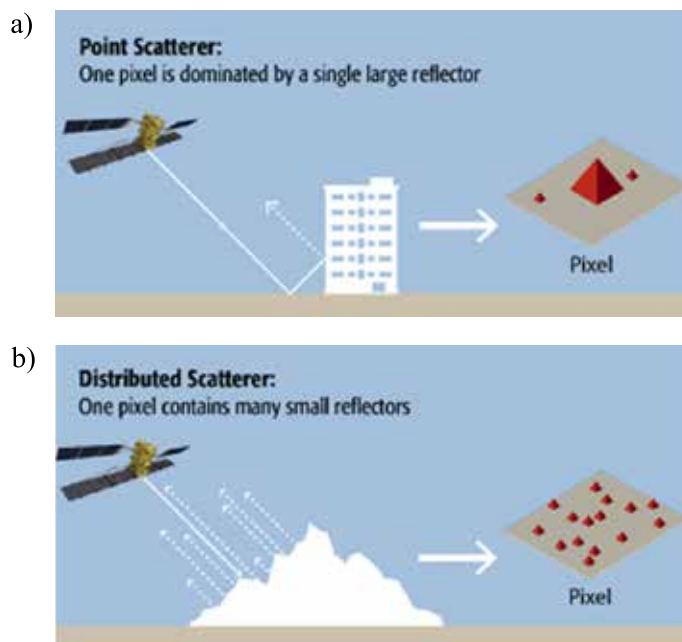
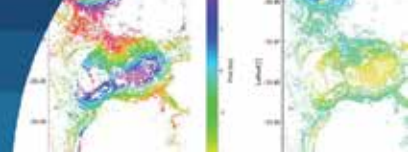


Figura 3: (a) Captura de señal radar reflejada desde un píxel con un dispersor puntual dominante o PS y (b) desde un píxel con dispersores distribuidos o DS. Fuente: Editado de MDA.

Hasta finales de los años 90, las aplicaciones DInSAR



usaban la configuración clásica, es decir, por medio del análisis de un único interferograma diferencial derivado de un par de imágenes SAR. Esta configuración sufre limitaciones importantes en términos de capacidades de modelado de deformación y de calidad de las estimaciones de deformación. Dichas limitaciones fueron posteriormente abordadas con el desarrollo de técnicas DInSAR avanzadas que trabajaban con grandes cantidades de imágenes SAR.

Técnicas de teledetección PSI

La Interferometría de Dispersores Persistentes (PSI) representa una clase específica de técnicas DInSAR, que explota múltiples imágenes SAR adquiridas en la misma área, y algoritmos apropiados de procesamiento y análisis de datos para separar la fase de desplazamientos de los otros componentes de fase. La primera técnica PSI propuesta fue el enfoque Permanent Scatterers de Ferretti *et al.* (2001), la cual fue seguida por una serie de diferentes técnicas PSI: algunas también basadas en PS, otras basadas en DS y otras de clase híbrida.

Interferometría PSI con StaMPS

El grado de decorrelación de las señales de radar depende de la distribución de los centros de dispersión dentro de un píxel. Si la fase de un píxel fuera determinada por un solo dispersor de punto estable, la decorrelación se reduciría a cero. Aunque este nunca es el caso de las superficies reales, hay píxeles que se comportan de manera similar a los dispersores de puntos, y cuya decorrelación se reduce considerablemente. Por lo tanto, en un interferograma, algunos píxeles exhibirán menos decorrelación que otros. Es posible evitar varias limitaciones del InSAR convencional analizando solo píxeles que retienen cierto grado de correlación, que se definen como dispersores persistentes o “Persistent Scatterers PS” (Hooper *et al.*, 2004). Si un píxel está dominado por un dispersor persistente, que es más brillante y estable que los dispersores de fondo, la variación en la fase del eco debido al movimiento relativo de los dispersores de fondo se reducirá, llegando a ser lo suficientemente pequeña como para permitir la extracción de la subyacente señal de deformación.

El enfoque del Método de Stanford para PS o “StaMPS” (Hooper *et al.*, 2004) es formar interferogramas y eliminar la mayor parte del rastro de la fase topográfica utilizando un DEM (*digital elevation model*). La fase residual,

ϕ_D , del píxel x en el i -ésimo interferograma corregido topográficamente se puede escribir como la suma de cinco términos:

$$\phi_{D,x,i} = \phi_{def,x,i} + \phi_{\alpha,x,i} + \phi_{orb,x,i} + \phi_{\epsilon,x,i} + n_{x,i} \quad (1)$$

donde ϕ_{def} es el cambio de fase debido al movimiento del píxel en la dirección de línea de visión (LOS) del sensor, ϕ_{α} es el equivalente de fase de la diferencia en el retardo atmosférico entre pasadas, ϕ_{orb} es la fase debido a imprecisiones de la órbita, ϕ_{ϵ} es la fase topográfica residual debido al error en el DEM y es el término de ruido debido a la variabilidad en la dispersión de los píxeles, el ruido térmico, la línea de base perpendicular y el ángulo de estrabismo. Definimos PS como los píxeles donde es lo suficientemente pequeño como para no oscurecer completamente la señal.

La variación en los primeros cuatro términos en (1) puede dominar al término de ruido haciendo que sea difícil identificar a los PS. Suponemos que ϕ_{def} , ϕ_{α} y ϕ_{orb} están correlacionados espacialmente en distancias de una escala de longitud especificada, L , y que ϕ_{ϵ} y n no están correlacionados en la misma distancia, con una media de cero. Si ya se conocen las posiciones de otros PS, promediar la fase de todos aquellos dentro de la región circular centrada en el píxel x con radio L implica:

$$\bar{\phi}_{D,x,i} = \bar{\phi}_{def,x,i} + \bar{\phi}_{\alpha,x,i} + \bar{\phi}_{orb,x,i} + \bar{n}_{x,i} \quad (2)$$

donde la barra denota la media muestral de la región y \bar{n} es la suma de las medias muestrales de n y ϕ_{ϵ} y se supone pequeña. Restando (2) de (1) queda:

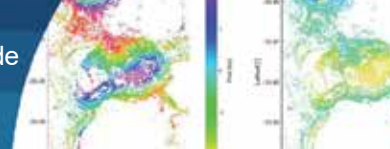
$$\phi_{D,x,i} - \bar{\phi}_{D,x,i} = \phi_{\epsilon,x,i} + n_{x,i} - \bar{n}'_{x,i} \quad (3)$$

$$\text{donde } \bar{n}' = \bar{n} + (\bar{\phi}_{def} - \phi_{def}) + (\bar{\phi}_{\alpha} - \phi_{\alpha}) + (\bar{\phi}_{orb} - \phi_{orb})$$

Definimos γ_x , una medida de la variación de ϕ_D basada en la coherencia temporal del píxel x , como:

$$\gamma_x = \frac{1}{N} \left| \sum_{i=1}^N \exp\{\sqrt{-1}(\phi_{D,x,i} - \bar{\phi}_{D,x,i} - \hat{\phi}_{\epsilon,x,i})\} \right| \quad (4)$$

donde N es el número de interferogramas disponibles y $\hat{\phi}_{\epsilon,x,i}$ es nuestra estimación de $\phi_{\epsilon,x,i}$. Suponiendo que los valores de $\bar{n}'_{x,i}$ son pequeños, γ_x es una medida de la



estabilidad de fase del píxel y, por lo tanto, un indicador de si el píxel es un PS. Las Figuras 4(a)-(c) muestran una aplicación del método DInSAR de StaMPS.

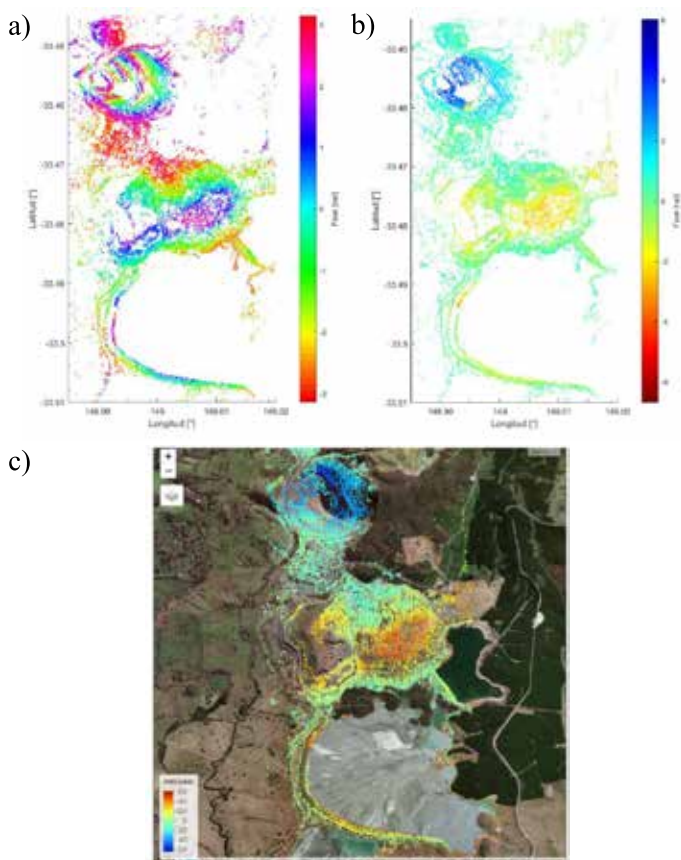


Figura 4: (a) Interferograma original, (b) interferograma corregido (Centro) y (c) mapa de velocidad media de deformaciones superficiales en la zona estudiada para el caso de falla de Cadia. Valores negativos indican asentamiento.

Método de Velocidad Inversa para predicción de falla

La interpretación de los datos de monitoreo de taludes es uno de los principales puntos de énfasis cuando se trata de predecir el tiempo de falla geomecánica (t_f) o evaluar la probabilidad de un colapso inminente de una pendiente rocosa. Aunque no existe una ley universal que cumpla con éxito este objetivo para todos los tipos de mecanismos de falla y litología, en las últimas décadas se han producido un buen número de métodos y ecuaciones derivadas empíricamente. Estos generalmente se basan en la observación recurrente antes de la falla de ciertas relaciones en los datos de deformación o desplazamiento, eventualmente vinculados a algunas propiedades

intrínsecas de la masa rocosa.

Algunos de los enfoques para la predicción de t_f son aquellos basados en la teoría de la aceleración de la fluencia, de donde se deriva que el tiempo de falla del talud puede predecirse extrapolando la tendencia hacia cero de la gráfica de velocidad inversa-tiempo. La descripción más notoria del tema fue hecha por Voight (1989), quien extendió la teoría al comportamiento de los materiales en etapas terminales de falla y propuso una relación entre la tasa de desplazamiento ($\dot{\Omega}$) y la aceleración ($\ddot{\Omega}$), influenciada por dos parámetros adimensionales (A y α):

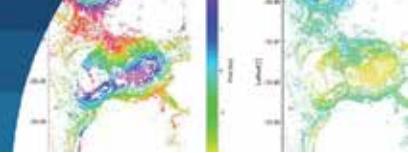
$$\dot{\Omega}^{-\alpha} \ddot{\Omega} - A = 0 \quad (5)$$

donde Ω es el desplazamiento observado. Integrando la expresión (5) con respecto al tiempo t , para $\alpha > 1$ y asumiendo que $\dot{\Omega}$ en t_f tiende a infinito, se obtiene la curva de velocidad inversa:

$$\frac{1}{\dot{\Omega}} = [A(\alpha - 1)(t_f - t)]^{1/(\alpha-1)} \quad (6)$$

De cualquier modo, la experiencia sugirió (Fukuzono, 1985; Voight, 1989) que es con frecuencia casi igual a 2, lo que hizo que el ajuste lineal de datos de velocidad inversa-tiempo sea una herramienta simple y muy preferida para predecir t_f de pendientes que muestran fuertes fases de aceleración. Petley *et al.* (2002) observaron que la forma de la gráfica de velocidad inversa es de hecho predominantemente lineal para deslizamientos de tierra donde la generación de una nueva superficie de corte y la propagación de grietas son los procesos dominantes. Sobre la búsqueda de tendencias lineales, Dick *et al.* (2014) sugirieron que el procedimiento de ajuste lineal solo debe incluir datos después de la identificación de los puntos de inicio de aceleración (OOA).

Para obtener resultados confiables es de crucial importancia procesar correctamente las series temporales de velocidad y así eliminar tanto como sea posible los efectos perturbadores, catalogados como “ruido” por simplicidad. El filtrado de datos es esencial para ubicar puntos OOA y aumentar el grado de ajuste de la recta de regresión lineal en la gráfica de velocidad inversa (Carlà *et al.*, 2017). En consecuencia, la media móvil resulta ser uno de los algoritmos de suavizado más comunes y fáciles de usar.



Específicamente, se considera una media móvil simple a corto plazo (SMA) y de orden n_{MA} , donde la velocidad suavizada en el tiempo t es:

$$\bar{v}_t = \frac{v_t + v_{t-1} + \dots + v_{t-(n_{MA}-1)}}{n_{MA}} \quad (7)$$

El filtro SMA es típicamente el más básico para suavizar un valor atípico hipotético en una serie temporal lineal; este promedio móvil responde rápidamente a los cambios de tendencia y es sensible a ligeras fluctuaciones en los datos (Carlà *et al.*, 2017). La Figura 5 muestra un ejemplo de velocidad inversa para una serie temporal sin filtrar y con filtro SMA.

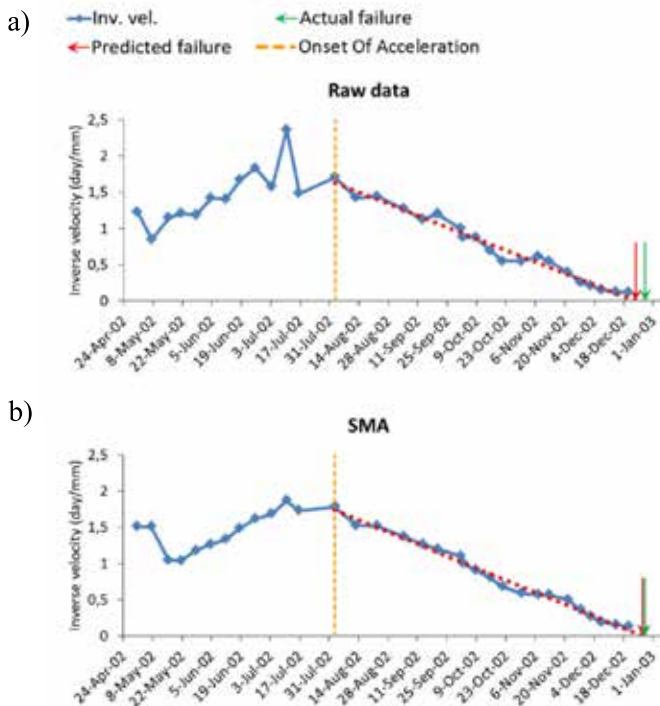


Figura 5: Velocidad inversa con recta de ajuste para (a) una serie temporal de datos en bruto y para (b) la serie de datos de (a) con filtro SMA (Editado de Carlà *et al.*, 2017)

Procedimiento

Se estudiaron las fallas en los depósitos de relaves de Samarco (2015), Cadia (2018) y Feijão (2019) con el método PS InSAR, utilizando los programas SNAP y StaMPS en conjunto. Para esto se usaron 14 imágenes Sentinel-1 IW SLC en el caso de Samarco y 20 imágenes Sentinel-1 IW SLC en los casos de Cadia y Feijão. Las fechas de registro de las imágenes corresponden a las últimas capturas antes de cada falla.

Resultados Presa Fundão de Minería Samarco (Brasil)

El colapso de la presa de relaves Fundão de Samarco es uno de los más grandes desastres ambientales y mineros que se han producido en Brasil y el mundo. El evento ocurrió el 5 de noviembre de 2015 y provocó la liberación de alrededor de 39.2 Mm³ de relave, hecho que causó inundaciones y contaminación en la cuenca del Río Doce, e incluso en el Océano Atlántico.

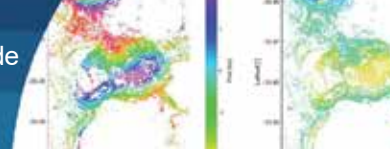
Las causas de falla han sido motivo de una amplia cantidad de estudios, destacando el reporte de Morgenstern *et al.* (2016). El reporte concluye que no hubo una causa aislada que generara la falla de la presa. El colapso fue la consecuencia de una cadena de eventos y condiciones que culminó con la licuefacción de flujo de los relaves.

Las Figuras 6(a)-(c) muestran los resultados del análisis PS InSAR con predicción de falla para el caso de la presa Fundão.

La zona crítica o de mayores velocidades de deformación se ve con claridad en el mapa PS InSAR mostrado en la Figura 6(a). Por otra parte, el método no entregó resultados en el contrafuerte izquierdo, donde comenzó la falla del tranque (Morgenstern *et al.*, 2016).

El gráfico de deformación media acumulada (Figura 6(b)) muestra un incremento mayormente progresivo y con poca dispersión de los asentamientos PS InSAR en la zona crítica; además, presenta una fase de aceleración entre mayo y finales de junio, y otra fase desde mediados de septiembre en adelante. De las dos tendencias de aceleración presentes se consideró como significativa en el evento de falla solamente la segunda, puesto que no se posee información previa a la primera tendencia y, por lo tanto, no se puede establecer su duración real ni su relación con los datos posteriores.

La fecha obtenida en la predicción de falla excedió en 7 días la fecha real de falla de la presa (Figura 6(c)), con un coeficiente R^2 de 0.86, valor medianamente bueno. La imprecisión de estos resultados no fue grande y probablemente se debió a la baja cantidad de interferogramas utilizados en el análisis (14 imágenes por disponibilidad, con un mínimo recomendado de 20).



Presas Norte de Cadia Valley Operations (Australia)

El 9 de marzo de 2018, se produjo un desplome en el muro sur de la instalación Norte de almacenamiento de relaves de Cadia, lo que provocó la pérdida de contención de los residuos acumulados. Los relaves fueron capturados dentro de la cuenca de la instalación Sur, y no hubo lesionados ni pérdida de vidas.

El reporte de la investigación técnica realizada por Morgenstern *et al.* (2019) concluye que el evento de falla ocurrió debido a la deformación en los cimientos de la presa durante los últimos meses de construcción de la Etapa 10, consistente en el levantamiento y refuerzo del muro perimetral. La deformación en los cimientos llevó a la pérdida de soporte de los relaves, la cual provocó la licuefacción de los relaves saturados sueltos.

Las Figuras 7(a)-(c) muestran los resultados del análisis PS InSAR con predicción de falla para el caso de la presa Norte.

La ubicación del área con mayor tasa de subsidencia resultó coincidente con la zona de falla del depósito como se muestra en la Figura 7(a). El mapa PS InSAR presenta una alta densidad de puntos PS en las cercanías del sector de falla; las mayores tasas de asentamiento se sitúan en las cercanías del coronamiento del muro, disminuyendo gradualmente en magnitud hacia la base.

El gráfico de deformación media acumulada (Figura 7(b)) exhibe una curva de desplazamientos PS InSAR con poca dispersión de puntos y con un aumento prácticamente continuo del asentamiento en la zona crítica: los incrementos de deformaciones permanecen leves hasta la aparición de un punto OOA a fines de diciembre de 2017; luego, la tendencia de aceleración se mantiene hasta el final de la curva.

La fecha obtenida en la predicción de falla quedó solo 1 día por debajo de la fecha real de falla de la presa (Figura 7(c)), con un coeficiente R^2 de 0.93, valor bastante bueno. El alto

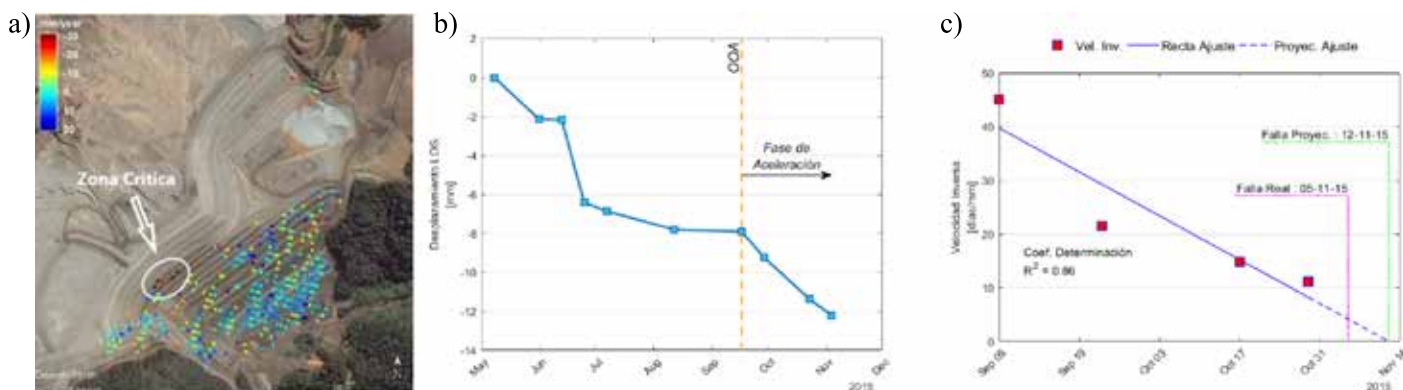


Figura 6: (a) Mapa PS InSAR de velocidad media de deformación, (b) deformación media acumulada y (c) velocidad inversa con proyección de falla en la zona crítica de la presa Fundão

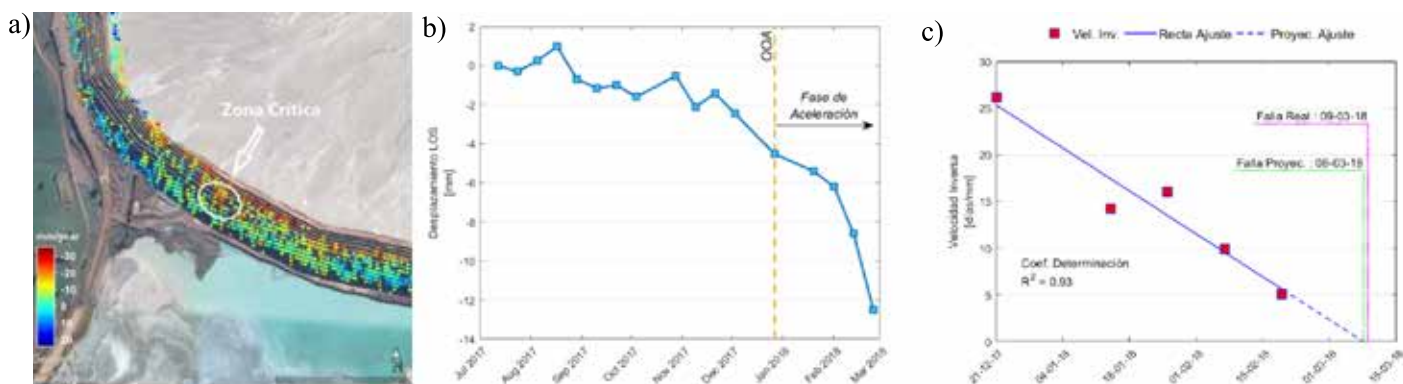
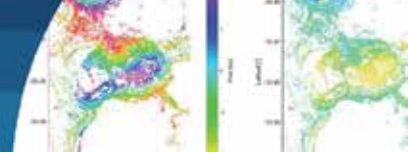


Figura 7: (a) Mapa PS InSAR de velocidad media de deformación, (b) deformación media acumulada y (c) Velocidad Inversa con proyección de falla en la zona crítica de la presa Norte.



grado de ajuste que posee la recta es un buen indicador de que se produjo una fase de aceleración en el talud del muro del tranque. La precisión de los resultados se debió en gran parte a la cantidad adecuada de imágenes utilizadas y a la alta densidad de PS conseguida en el sector analizado.

Presas I de Mina Córrego do Feijão (Brasil)

El colapso de la presa de relaves I de Feijão es otro de los grandes desastres ambientales y mineros producidos en Brasil y el mundo. El evento ocurrió el 25 de enero de 2019 y provocó la liberación de unos 9.7 Mm³ de relave (cerca del 75% del total de la presa), el cual fluyó destruyendo varias instalaciones de la mina, un puente ferroviario y poblados del distrito de Córrego do Feijão (Robertson *et al.*, 2019).

El reporte de la investigación técnica realizada por Robertson *et al.* (2019) concluye que el evento de falla ocurrió por una serie de causas que crearon en conjunto las condiciones de inestabilidad de la presa, inactiva desde julio de 2016, que finalmente sufrió la licuefacción de flujo de sus relaves.

Las Figuras 8(a)-(c) muestran los resultados del análisis PS InSAR con predicción de falla para el caso de la presa I.

Pese a la escasa cantidad de información recolectada con el método PS InSAR en el muro de la presa, en los resultados de este se detectó una diminuta zona con grandes tasas de asentamientos, situada en la parte superior del contrafuerte izquierdo (Figura 8(a)). Esta ubicación corresponde a la zona donde comenzó la falla del tranque (Robertson *et al.*, 2019). También se obtuvieron datos de deformaciones en

la superficie de la cubeta (gracias al prolongado periodo de inactividad en la instalación); en particular, se detectó una zona con altas tasas de descenso, correspondiente a la Zona N°2.

El gráfico de deformación media acumulada en la Zona N°2 mostrado en la Figura 8(b) presenta una tendencia de asentamientos generalizada, pero con cambios bruscos de pendiente entre agosto y octubre. Desde comienzos de diciembre se aprecia una posible fase de aceleración que continúa hasta el final de la curva. La Zona N°1, dados los altos niveles de ruido y la ausencia de aceleraciones, no se graficó.

La fecha obtenida en la predicción quedó 3 días por debajo de la fecha real de falla de la presa como se indica en la Figura 8(c), con un coeficiente R^2 de 0.71, valor insuficiente para asegurar la ocurrencia de una fase de aceleraciones previa a la falla. La gran dispersión presente en el gráfico de velocidad inversa probablemente se debió a la existencia de cobertura vegetal en la cubeta. Además, la estimación no se realizó en el muro de la presa, por lo que el análisis no sería concluyente aun con un buen ajuste de recta.

Conclusiones

El monitoreo de deformaciones superficiales busca supervisar la reacción de los depósitos de relave a la carga continua y detectar signos que preceden a las fallas de sus estructuras (deformaciones excesivas, tendencias de aceleración, etc.). Las técnicas DInSAR en ese aspecto son de gran utilidad para medir deformaciones ya que proveen información periódica de gran precisión, sobre grandes áreas, bajo diversas condiciones climáticas y sin necesidad de fuentes luminosas externas. En las últimas dos décadas,

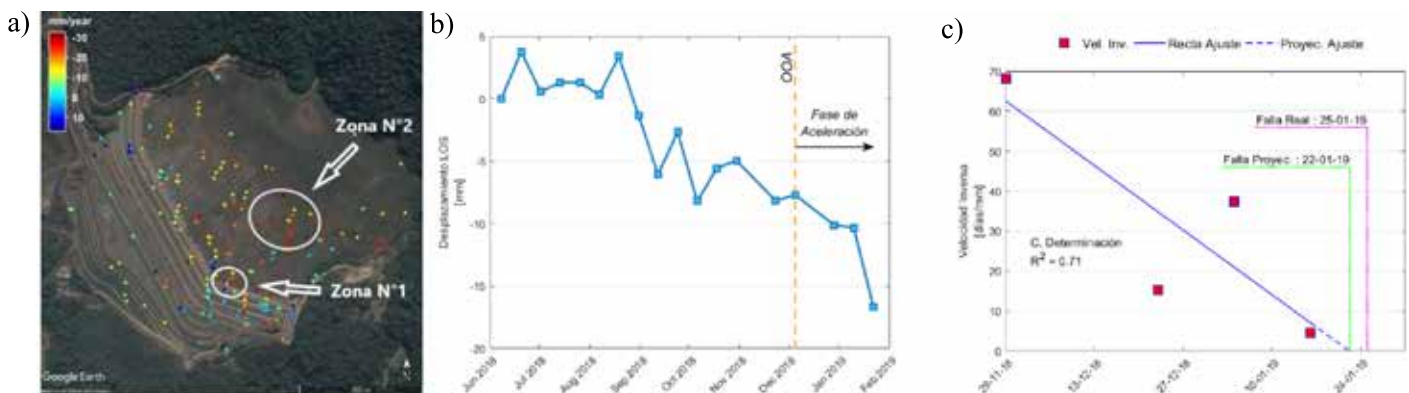
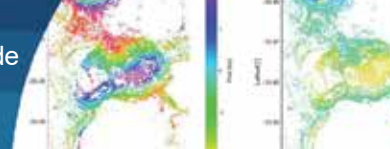


Figura 8: (a) Mapas PS InSAR de velocidad media de deformación, (b) deformación media acumulada y (c) Velocidad Inversa con proyección de falla en la zona N°2 de la presa I.



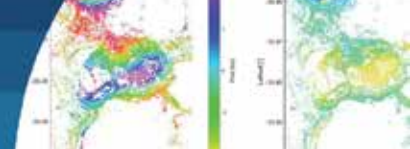
las técnicas DInSAR han experimentado grandes avances mediante el uso de grandes pilas de imágenes SAR capturadas sobre la misma área, originándose las técnicas avanzadas PSI que son actualmente las más utilizadas para la teledetección.

Las técnicas de teledetección satelital PSI (si se dispone de imágenes suficientes), demostraron ser bastante útiles y efectivas para el monitoreo de deformaciones superficiales en tranques de relaves: el uso de imágenes SAR Sentinel-1 y de los programas SNAP y StaMPS permitieron la obtención de resultados comparables con importantes estudios externos de entidades asociadas a la minería y la geotecnia. La gran variedad de misiones satelitales y su cobertura global, el acceso liberado a productos SAR y programas de procesamiento SAR, y los avances conseguidos en las técnicas DInSAR, permiten la realización de estudios detallados de desplazamientos superficiales en depósitos de relaves desde computadores convencionales. Aun así, cabe señalar que los métodos interferométricos de mapeo de desplazamientos requieren de la comprensión de sus fundamentos para la obtención de buenos resultados. Además, una interpretación completa de estos resultados requiere información y análisis de otros parámetros de caracterización de los depósitos (como humedad, ancho de playa, estado de construcción y deformaciones in-situ) y de la ocurrencia de fenómenos naturales (como lluvias y sismos).

La obtención de mejores resultados con las técnicas InSAR requerirán, a futuro, mejoras en los métodos de desenvolvimiento de fase, mejoras en la caracterización de la incertidumbre asociada con los componentes de procesamiento de datos, y un aumento de la capacidad de procesamiento de los algoritmos actuales. Por otro lado, la calidad de los resultados se verá siempre limitada por las propiedades de dispersión de las superficies. Actualmente, existen dispositivos llamados reflectores de esquina (*corner reflectors*), los cuales reflejan las señales radar directamente a la fuente emisora. Estos sencillos reflectores, que actúan como PS, se pueden instalar sobre los depósitos de relaves para asegurar un buen retorno de la señal y, por lo tanto, una buena medición de desplazamientos.

Referencias

- Bowker, L.N. and Chambers, D. (2015). The risk, public liability and economics of tailings storage facility failures. <http://www.csp2.org/files/reports/Bowker>
- Carlà, T., Intrieri, E., Di Traglia, F., Nolesini, T. Gigli, G. and Casagli, N. (2017). Guidelines on the use of inverse velocity method as a tool for setting alarm thresholds and forecasting landslides and structure collapses. *Landslides* **14**(2), 517-534
- Crosetto, M., Crippa, B., Biescas, E., Monserrat, O. and Agudo, M. (2005). State-of-the-art of land deformation monitoring using differential SAR Interferometry. *ISPRS Workshop 2005: High-Resolution Earth Imaging for Geospatial Information*. Hannover, Germany
- Dick, G.J., Eberhardt, E., Cabrejo-Liévano, A.G., Stead, D. and Rose, N.D. (2014). Development of an early-warning time-of-failure analysis methodology for open-pit mine slopes utilizing ground-based slope stability radar monitoring data. *Canadian Geotechnical Journal* **52**(4), 515-529
- Ferretti, A., Prati, C. and Rocca, F. (2001). Permanent scatterers in SAR Interferometry. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing* **39**(1), 8-20
- Fukuzono, T. (1985). A new method for predicting the failure time of a slope. *4th International Conference and Field Workshop on Landslides*, Tokyo, Japan, 145-150
- Hooper, A., Zebker, H., Segall, P. and Kampes, B. (2004). A new method for measuring deformation on Volcanoes and other natural terrains using InSAR Persistent Scatterers. *Geophysical Research Letters* **31**, 1-5
- Morgenstern, N., Jefferies, M., Van Zyl, D. and Wates, J. (2019). Report on NTSF Embankment Failure. Ashurst Australia, Independent Technical Review Board.
- Morgenstern, N., Vick, S., Viotti, C. and Watts, B. (2016). Report on the immediate causes of the failure of the Fundão Dam. Cleary Gottlieb Steen & Hamilton LLP, Fundão Tailings Dam Review Panel.
- Mudd, G. (2007). Global trends in gold mining: Towards quantifying environmental and resource sustainability? *Resources Policy* **32**(1-2), 42-56
- Petley, D.N., Bulmer, M.H. and Murphy, W. (2002). Patterns of movement in rotational and translational landslides. *Geology* **30**(8), 719-722



Robertson, P., de Melo, L., Williams, D. and Wilson, W. (2019). Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão Dam I. Vale, Expert Panel.

Roche, C., Thygesen, K. and Baker, E. (2017). Mine tailings storage: Safety is no accident. A UNEP Rapid Response Assessment. Nairobi and Arendal: United Nations Environment Programme and GRID-Arendal.

Sánchez, C., Del Conte, S. and Verdugo, M.Á. (2019). Operational InSAR monitoring for tailings dams. *Tailings 2019: 6th International Seminar on Tailings Management*. Santiago, Chile

Vanden Berghe, J.-F., Ballard, J.-C., Wintgens, J.-F. and List, B. (2011). Geotechnical risks related to tailings dam operations. *Tailings and Mine Waste Conference*. University of British Columbia Library, Vancouver, Canada

Voight, B. (1989). A relation to describe rate-dependent material failure. *Science* 243, 200-203



Escalamiento geométrico de la curva granulométrica de materiales granulares provenientes de actividades mineras

Geometric scaling of the granulometric curve of granular materials from mining activities

Fecha de entrega: 18 de enero 2022

Fecha de aceptación: 12 de abril 2022

Juan Sanabria y Alberto Jaime

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Cd Universitaria, México DF, México,
juan.sanabria@comunidad.unam.mx, ajaimep@iingen.unam.mx

La extracción de minerales en operaciones mineras comprende la remoción de material estéril, así como, el traslado y disposición de estas en depósitos destinados para su almacenamiento de forma temporal o permanente. Estos depósitos conocidos como botaderos de desmonte, vertederos o tepetateras de roca estéril, comprenden materiales que por su tamaño y forma de disposición no pueden ser analizados en laboratorio y en campo, para obtener parámetros de resistencia al corte, compresibilidad y permeabilidad, con el objetivo de realizar diseños o evaluaciones de estabilidad física. El desarrollo y construcción de equipos a gran escala permite analizar especímenes de mayor tamaño, pero su disponibilidad es escasa. Actualmente, se cuenta con diversas metodologías que permiten reducir los tamaños de partículas para que sean ensayados en equipos de menor escala o convencionales. Entre los métodos desarrollados se tiene el de escalamiento geométrico de la curva granulométrica, y su empleo se dio inicialmente en la construcción de presas de enrocamiento. En la presente investigación se realiza un análisis de este método, con aplicación en materiales provenientes de la actividad minera.

Palabras clave: roca estéril de mina, operaciones mineras, botaderos de desmonte, escalamiento geométrico, curva granulométrica, esfuerzos de contacto, rotura de granos

The extraction of minerals in mining operations includes the removal of sterile material, as well as the transfer and disposal of these in deposits intended for temporary or permanent storage. These deposits known as waste rock dumps, landfills, or “tepetateras”, comprise materials that due to their size and disposition form cannot be analyzed in the laboratory and in the field, to obtain parameters of shear resistance, compressibility, and permeability, with the objective to perform designs or physical stability evaluations. The development and construction of large-scale equipment allows the analysis of larger specimens, but their availability is scarce. Currently, there are various methodologies that allow particle sizes to be reduced so that they can be tested on a smaller scale or conventional equipment. Among the methods developed is that of geometric scaling of the granulometric curve, and its use was initially given in the construction of rock dams. In this research, an analysis of this method is carried out, with application on dumped rockfills.

Keywords: waste rock, mining operations, waste rock dumps, geometric scaling, granulometric curve, contact stresses, grain breakage

Introducción

Antecedentes

El depósito de suelo o roca que cubre los cuerpos minerales se denomina sobrecarga. Sus características, así como, su volumen, son específicas del lugar y dependen principalmente de la geología del depósito y del método de extracción empleado. El material de la sobrecarga se genera durante las etapas de desarrollo y explotación de las minas

superficiales y subterráneas. Se extraen para tener acceso al mineral y consisten en materiales no mineralizados o que contienen bajo grado de mineralización para su explotación económicamente atractiva. En general está compuesta de partículas gruesas, angulares (fragmentos de roca y grava) y una fracción fina (arenas y limos).

En minería subterránea, el tamaño del residuo, en general, es menor de 50 cm (Figuras 1a y 1b). Por otra parte, el

residuo proveniente de la explotación a cielo abierto es de mayor tamaño, llegando a alcanzar dimensiones de 1 a 2 m de diámetro. Los volúmenes llevados a la superficie en el primer caso son comparativamente menores que los de la explotación a cielo abierto.

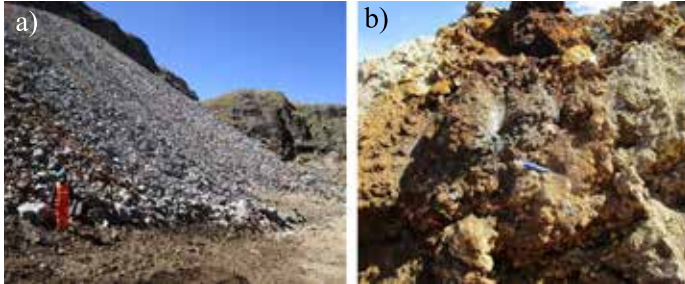


Figura 1: a) Depósito de desmonte de mina y b) material de desmonte de mina

El comportamiento mecánico de las partículas de rocas estériles o desmonte de mina es diferente a los suelos naturales. En la Figura 2a, se aprecia que estos son esencialmente materiales rocosos fragmentados y triturados cuyas partículas angulares recién formadas pueden ser susceptibles de romperse aún más. Las rocas estériles de mina generalmente presentan una clasificación más amplia (mal gradados) y son heterogéneos. En la Figura 2b se observan cambios en un depósito de desmonte, tanto en superficie como en profundidad, lo que demuestra que estos depósitos no son uniformes, ni por la granulometría y forma de las partículas, ni por la mineralogía.

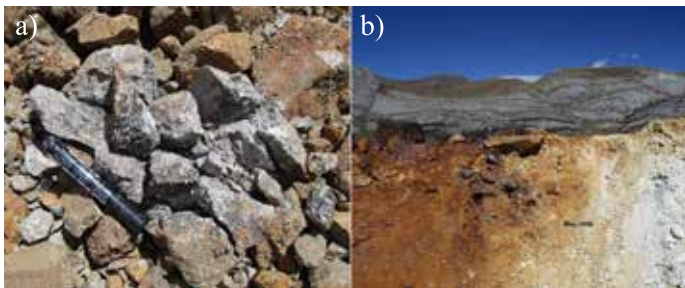


Figura 2: Desmonte de mina: a) partículas angulares y b) materiales no uniformes

Durante su almacenamiento, el aumento de los esfuerzos confinantes provocados por la colocación de las capas superiores genera la degradación de las partículas, lo cual modifica su granulometría (Marsal, 1969). Además, de la degradación producto del transporte y disposición en el depósito. Estos materiales secos en una condición suelta pueden comportarse como un enrocamiento o un medio

granular y presentan un comportamiento contractivo. En materiales saturados y con presencia de partículas más finas, la falla por corte es acompañada de una tendencia a la deformación de la estructura del material que puede generar incrementos de presión de poro.

Por último, los parámetros geotécnicos como la resistencia al corte y compresibilidad de la roca estéril de mina son necesarios para evaluar la estabilidad física de los depósitos donde se almacenan. La investigación de estas propiedades se complica por el gran tamaño de partículas de la roca, comparada con los suelos y los esfuerzos de confinamiento a los que son sometidos.

Objetivo

El objetivo de la presente investigación es estudiar y analizar el método de curvas granulométricas paralelas para la preparación de especímenes en laboratorio que simulen la granulometría de los materiales de desmonte de mina y con ello incrementar el conocimiento del comportamiento de estos.

Alcances

Se discuten algunas de las investigaciones más importantes realizadas en materiales de enrocamiento empleados tanto en las presas de almacenamiento de agua como en los materiales presentes en los botaderos de desmonte de mina. En estas investigaciones se señalan los factores que influyen en el comportamiento mecánico de estos materiales en pruebas de laboratorio, con diferentes granulometrías escaladas geoméricamente.

Método de escalamiento geométrico de la curva granulométrica

Se han desarrollado equipos para realizar ensayos a gran escala, pero estos no cubren gran parte de los tamaños empleados en los enrocamientos. Debido a esto se desarrolló el método de escalamiento geométrico de la curva granulométrica. Como antecedente, Zeller y Wulliman (1957) redujeron los tamaños máximos de partículas, para que los materiales escalados resultantes pudieran ser ensayados en equipos de laboratorio con tamaños manejables para facilitar la elaboración de probetas y que estos, aunque mayores a los convencionales fueran de bajo costo. Leslie (1963) y Lowe (1964) parecen ser los primeros que desarrollaron esta metodología para obtener



curvas granulométricas paralelas a la curva granulométrica de campo con menores tamaños máximos de partículas.

El método de escalamiento geométrico implica una reconstrucción de toda la muestra, reduciendo los tamaños de partículas pretendiendo conservar el número de contactos entre estas. Se mantiene la secuencia de tamaños de partículas de la muestra original, se reducen los tamaños máximos de partículas, generando muestras con curvas granulométricas paralelas escaladas geométricamente (Lowe, 1964; Marachi, 1969; Lee, 1992; Verdugo *et al.*, 2003).

El tamaño de la muestra por sí solo no tiene efecto sobre las propiedades de resistencia y deformación del material ensayado, siempre que se cumplan ciertos requisitos relacionados con la relación entre el tamaño de la muestra y el tamaño máximo de partículas. El efecto del tamaño de partícula, por otro lado, se refiere a las posibles diferencias en las características de resistencia y deformación de suelos que son similares en todos los aspectos, excepto en el tamaño de partícula. Para un modelado adecuado de materiales, la forma promedio de las partículas del material de enrocamiento y el resultante modelado deberían ser similares (Marachi, 1969).

Leslie (1963) y Lowe (1964), realizaron ensayos con diferentes materiales de granulometrías variables y en diferentes condiciones de operación. Posteriormente, Marachi (1969) (ver Figura 3), Pigeon (1969), Tombs (1969), Charles (1973), Thiers y Donovan (1981), Indraratna *et al.* (1993), Varadarajan *et al.* (2003), Verdugo

y de la Hoz (2006), Bard *et al.* (2007), Hu *et al.* (2011), ente otros, continuaron estas investigaciones. El empleo de este método en materiales provenientes de operaciones mineras fue realizado por Bard *et al.* (2007), Linero *et al.* (2007) y Palma *et al.* (2009).

Donaghe y Torrey (1985) observaron que muestras de granulometrías escaladas geométricamente podrían incluir contenidos de finos superiores a 15 o 20%, lo cual modifica la resistencia del material granular. Algunas investigaciones mostraron que si la cantidad de finos (% bajo malla #200) no superan el 10 o 12%, ocurre una afectación poco importante en la resistencia del material granular. Por esta razón, investigadores como Verdugo y de la Hoz (2006), sugieren modificar la curva granulométrica en su parte final para que el contenido de finos de la muestra escalada sea menor de 12%. Sin embargo, no hay un criterio establecido para hacer esa modificación. Algunos de estos aspectos también fueron señalados por Marsal (1972) y Lee (1992).

Esfuerzos de contacto

Las pruebas índice y la inspección visual de los fragmentos de roca proporcionan ideas de la importancia que puede tener la rotura de partículas en cada caso. Sin embargo, no es factible con tal información evaluar su magnitud e influencia en otras características como las de compresibilidad y resistencia. Marsal (1967) menciona que, el reconocer la naturaleza discreta de los enrocamientos y su efecto en la distribución de los esfuerzos intergranulares, pueden ser de utilidad para explicar dichas diferencias, al igual que el proceso de rotura de partículas.

Marsal (1963) determinó el orden de magnitud de los esfuerzos de contacto en diferentes materiales. Mediante la obtención del número de contactos por partícula y el número de partículas que cortan un plano. Esta prueba consiste en aplicar a tres granos de aproximadamente igual tamaño, d_m , fuerzas transmitidas mediante una placa de acero; se miden el número de contactos, N_c , y la carga P , que produce la rotura del primer grano. El valor P_a denominado carga de rotura de la roca, para la dimensión d_m se expresa como:

$$P_a = P/N_c \quad (1)$$

Marsal (1969) menciona que las cargas P_a presentan variación, debido a que la prueba de rotura no solo involucra

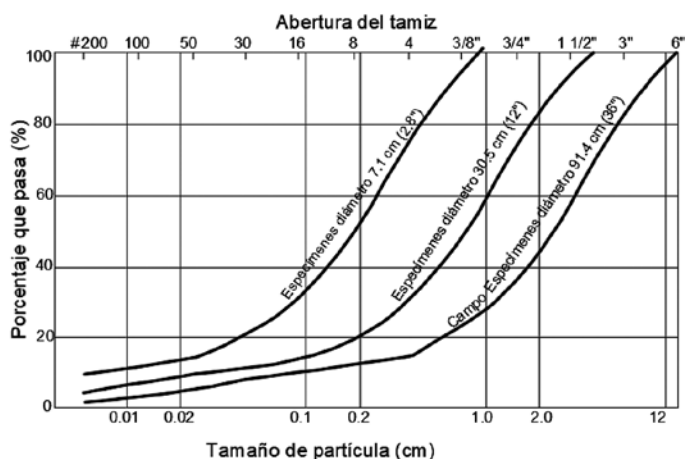


Figura 3: Granulometrías paralelas para el enrocamiento de la presa Oroville (Marachi, 1969)

condiciones de apoyo muy diversas en las partículas, sino también la presencia de defectos naturales en la roca (fisuras, poros, relleno de grietas, alteración, entre otros). Por ello, Marsal para cada dimensión d_m , realizó 10 pruebas para dos estados de humedad, secados al aire y sumergidos en agua. En las Figuras 4a y 4b se presentan en escala logarítmica, los valores medios de \bar{P}_a en función del diámetro promedio para cada partícula ensayada.

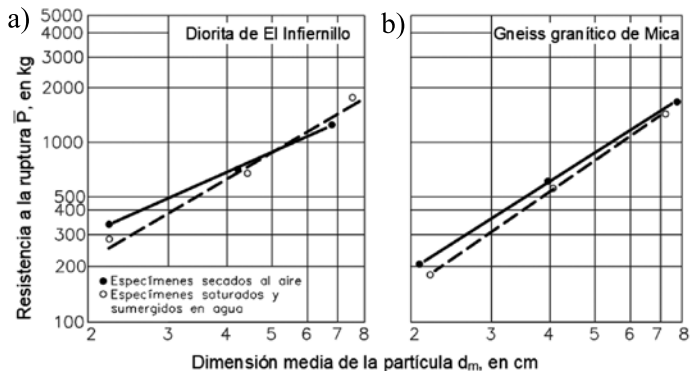


Figura 4: Variación de la resistencia a la rotura de partículas respecto al diámetro de partículas en condiciones secas y saturadas: a) Diorita de El Infiernillo y b) Gneiss granítico de Mica (Marsal, 1972)

Los resultados definen la relación empírica: $\bar{P}_a = \eta d_m^\lambda$. Donde η y λ , son constantes para cada material ensayado, siendo válidas para dimensiones entre 2 y 10 cm. La expresión \bar{P}_a en términos de d_m puede justificarse mediante los estudios realizados por Joisel (1962) y la teoría de Griffith (1921) sobre la propagación de grietas en una masa afectada por vacíos. Marsal (1969) al combinar las proposiciones de estos investigadores concluye que la ruptura \bar{P}_a es proporcional a la dimensión del grano elevado a la potencia 3/2. El exponente λ varía entre 1.2 y 2.2, además, los resultados obtenidos en condición saturada evidenciaron la influencia del agua en el incremento de la rotura de granos en las rocas ensayadas.

De la teoría elástica se puede demostrar que la fuerza tangencial provoca esfuerzos de tensión considerablemente más altos que en la componente normal. Este método implica que, si se conociera la fuerza normal al plano, se podría establecer la fuerza por contacto. Esto supone que los contactos reaccionan de forma normal al plano, poco probable que sea cierto. Si todos los contactos no reaccionan de forma normal al plano, la carga media de los contactos aumenta (Tombs, 1969).

Rotura de partículas

Las grandes alturas que alcanzan los depósitos de roca estéril generan altas presiones de confinamiento, induciendo la rotura de partículas en estos materiales (Bard *et al.*, 2007; Valenzuela *et al.*, 2008). Para los diferentes materiales y distribuciones granulométricas analizados en laboratorio, se observó que la rotura de partículas fue más significativa en los granos más gruesos, dado que estos presentan menos puntos de contacto entre sí, lo que genera mayores esfuerzos en estos puntos. Se evidencia aún más, cuando se tienen partículas angulares a subangulares. Las partículas de mayor tamaño presentan más defectos (fisuras y microfisuras), además, se tiene mayor rotura cuando se someten a altas presiones. En resumen, los factores que afectan la rotura de granos, además, del nivel de esfuerzos aplicado son (Marsal, 1969):

- Heterogeneidad (composición mineralógica, tamaño y forma de partículas)
- Defectos naturales e inducidos (fisuras o vacíos)
- Resistencia a la tracción
- Concentración de esfuerzos en los contactos

Además, Lee y Farhoomand (1967) mencionan que la compresibilidad y la rotura de granos se aceleran cuando se adiciona agua y aumentan con: a) el tamaño de la partícula (Figura 5a), b) la uniformidad de la muestra, c) la angularidad de las partículas, d) baja resistencia de las partículas, e) la presión confinante (Figura 5b), y f) el nivel de esfuerzo cortante. A estos factores se adiciona la influencia de la mineralogía de las partículas y la compacidad de la muestra.

Los ensayos de compresión triaxial, deformación plana y compresión unidimensional demostraron que los granos de un enrocamiento experimentan rotura, aun cuando se ensayen a niveles de esfuerzo relativamente bajos (Marsal, 1972). Esto se evidenció en los materiales de roca estéril de mina analizados por Naderian y Williams (1996), Bard *et al.* (2007), Palma *et al.* (2009) y Linero *et al.* (2007), en cámaras triaxiales y equipos de compresión unidimensional a gran escala. La rotura de partículas produce cambios en la gradación original. Por tanto, afectan las propiedades mecánicas e hidráulicas del material y, particularmente, la compresibilidad (Marsal, 1969).

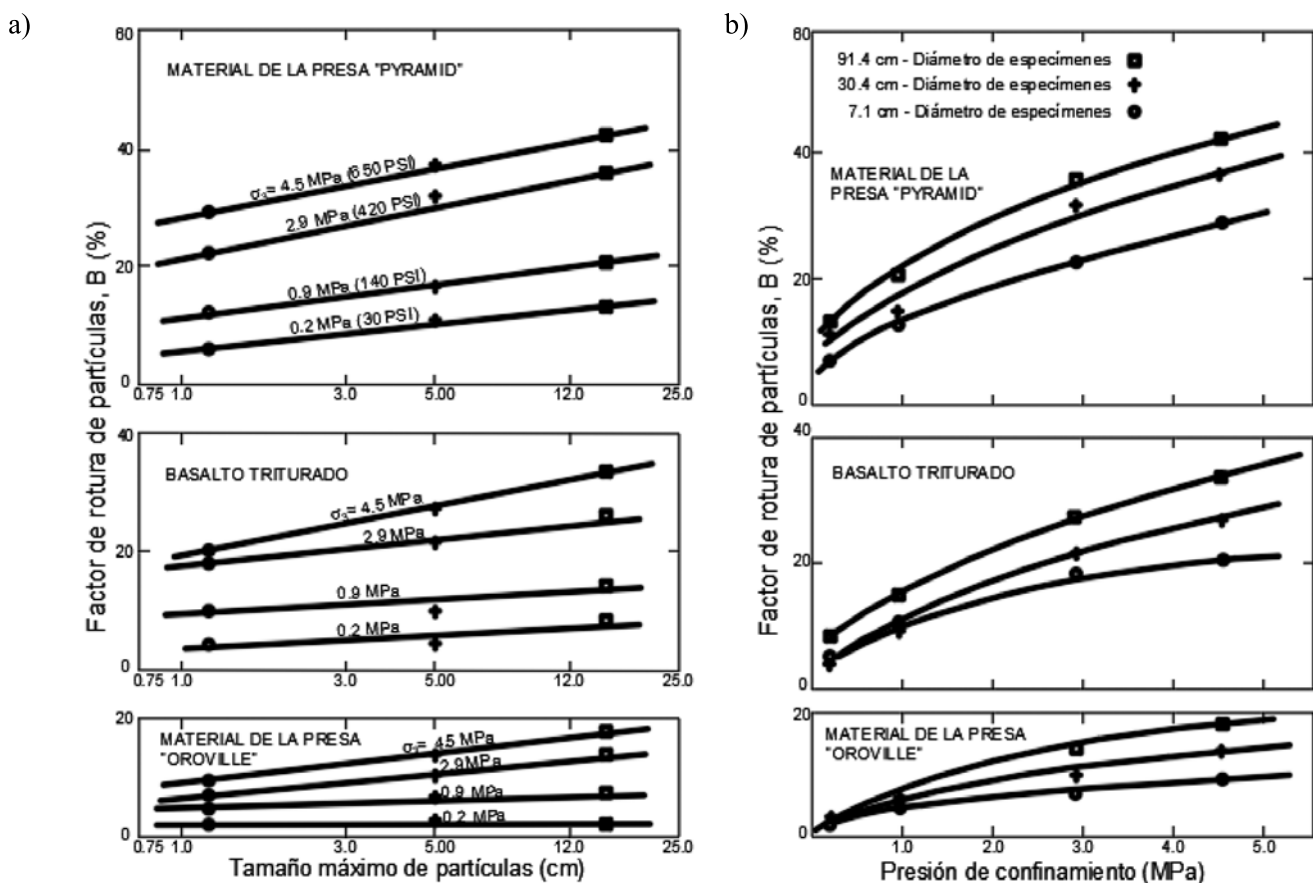


Figura 5: a) Rotura de partículas versus tamaño máximo de partículas y b) rotura de partículas versus presión de confinamiento (Marachi, 1969)

Se han propuesto diferentes métodos para medir la rotura de partículas. Estos son de naturaleza empírica y se basan fundamentalmente en los cambios en el tamaño de las partículas. Unos se basan en cambios en la granulometría y otros añaden el cambio en un solo tamaño de partícula. La medición de rotura de granos más utilizadas son las desarrolladas por Marsal (1967), Lee y Farhoomand (1967), Hardin (1985) y Lade *et al.* (1996).

Marsal (1972), Naderian y Williams (1996), Bard *et al.* (2007), Palma *et al.* (2009) y Linero *et al.* (2007), emplearon equipos de compresión unidimensional para estudiar la rotura de partículas y compresibilidad de enrocamientos. Estos permiten hacer ensayos de compresión en muestras escaladas para determinar la rotura de partículas y los módulos de deformación unidimensional de manera económica y expedita. Además, estos equipos no presentan la complejidad de los equipos triaxiales a gran escala.

El escalamiento geométrico en la resistencia al corte y compresibilidad

Se han realizado diversas investigaciones con el método de escalamiento geométrico con el objetivo de estudiar la resistencia y compresibilidad en materiales de enrocamiento. A continuación, se presentan investigaciones realizadas en ensayos triaxiales y en equipos de compresión unidimensional, que fueron diseñados para ensayar especímenes de laboratorio con tamaños máximos de partículas entre 10 y 25 cm.

Leslie (1963, 1969) reportó una serie de ensayos triaxiales para determinar el efecto del tamaño máximo de partículas en la resistencia al corte, en suelos aluviales subredondeados y subangulares. En la Figura 6a, se observan las granulometrías escaladas. Se encontró que existe reducción del ángulo de fricción cuando la rotura de partículas se incrementa (ver Figura 6b).

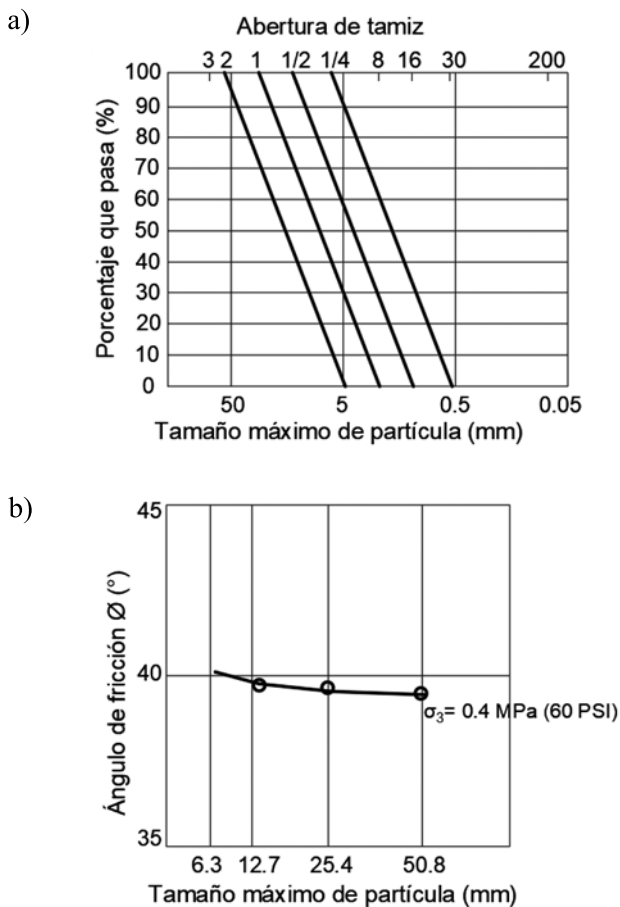


Figura 6: Grava aluvial: a) granulometrías paralelas ensayadas y b) variación del ángulo de fricción respecto al tamaño de partículas (Leslie, 1969)

Para el diseño de una presa en Taiwán, Lowe (1964) llevó a cabo una serie de ensayos a gran escala. El relleno permeable era de grava y canto rodado de tamaño máximo de 30.4 cm (12"). Se realizaron ensayos triaxiales en muestras de 15.2 cm (6") de diámetro y con un tamaño máximo de partícula de 3.8 cm (1 1/2"). Los ángulos de fricción interna para ambas muestras resultaron de 41 y 43°, respectivamente (Tombs, 1969).

Marachi (1969) desarrolló cámaras triaxiales para ensayar especímenes de 7.1 cm (2.8"), 30.4 cm (12") y 91.4 cm (36") de diámetro. Las deformaciones volumétricas en la falla para las muestras de tamaño intermedio y grande fueron generalmente las mismas y más compresivas que las de menor tamaño (Marachi *et al.*, 1972). Además, similar a Leslie (1969), se encontró que el ángulo de fricción interna se reduce cuando aumenta la rotura de partículas.

Pigeon (1969) realizó ensayos de consolidación en muestras

bien graduadas de lutitas y gneis granítico. Los resultados evidenciaron que la deformación a un nivel de esfuerzo dado dependía en gran medida de la porosidad, y descubrió que cuando se realizaban comparaciones sobre la base de la porosidad relativa de cada material, la compresión de las granulometrías paralelas con diferente tamaño máximo de partícula era similar. Además, se comparó los resultados obtenidos con mediciones realizadas en campo (a corto plazo), siendo similares en el intervalo estudiado.

Charles (1973), en pruebas triaxiales, analizó muestras de areniscas en especímenes de 40, 100 y 300 mm de diámetro y encontró que la resistencia al corte de las granulometrías escaladas no se vio afectada por el tamaño máximo de partículas.

Para analizar el comportamiento de grauwaca en el enrocamiento de una presa, Indraratna *et al.* (1993) realizaron ensayos triaxiales en muestras de 30.4 cm (12") de diámetro. Utilizaron granulometrías con tamaños máximos de partículas de 3.8 cm (1 1/2") y 2.5 cm (1"). Los resultados obtenidos evidenciaron la variación del ángulo de fricción respecto al esfuerzo de confinamiento. Al aumentar estos esfuerzos para ambas granulometrías, observaron una disminución en los ángulos de fricción interna. Indraratna *et al.* (1993), relacionó esta reducción de la resistencia al corte con el aumento significativo en la rotura de partículas angulares cuando se someten a mayores presiones de confinamiento.

Verdugo y de la Hoz (2006) analizaron gravas en ensayos triaxiales. Los especímenes fueron de 5, 10 y 15 cm de diámetro. Las granulometrías fueron trasladadas geoméricamente, pero limitando el contenido de finos a 10%, como máximo. Obtuvieron que la resistencia máxima al corte y el comportamiento esfuerzo-deformación, resultaron similares en la mayoría de las muestras ensayadas, a excepción de la muestra que no era perfectamente paralela a la muestra original (presentó mayor reducción en el contenido de finos).

Bard *et al.* (2007) y Linero *et al.* (2007) estudiaron el comportamiento de roca estéril proveniente de algunas minas de Chile, con muestras de 1 m de diámetro, empleando la cámara triaxial a gran escala desarrollada en el IDIEM (Verdugo *et al.*, 2007; de la Hoz, 2007). Las rocas porfiríticas y granodioritas, eran angulares. La



granulometría de campo presentaba tamaños máximos entre 60.9 cm (24") y 106.7 cm (42"), y fue reducida a tamaños máximos de partículas de 20.3 cm (8"). Las muestras presentaron contenidos de finos menores de 10%. Obtuvieron que la reducción en la resistencia y el aumento de la compresibilidad del material está relacionada con la rotura de partículas.

De las investigaciones mencionadas, la rotura de partículas se incrementa a medida que aumenta el tamaño máximo de estas. Esto fue más evidente para ensayos sometidos a altas presiones de confinamiento. Se observó que con un contenido de finos mayor al 10% la rotura de partículas empieza a disminuir. La plasticidad de los finos también influye en la rotura de estos.

Además, gran parte de estas investigaciones fueron enfocadas al comportamiento de enrocamientos para la construcción de presas u otras estructuras. Se identificó la influencia de factores como granulometría, mineralogía, densidad relativa, forma de las partículas, contenido de agua, esfuerzos de confinamiento, tamaño del espécimen. En materiales de mina como la sobrecarga que contienen rocas estériles, se deben adicionar factores como el método de extracción (explosivos, martillos neumáticos), el manejo y la forma en que se depositan en el lugar de almacenamiento.

Comentarios finales

El método de escalamiento geométrico de la curva granulométrica se ha presentado como una adecuada propuesta para estimar los parámetros de resistencia al corte y compresibilidad de enrocamientos. Cuando los materiales ensayados tienen un contenido de finos superior al 10% como consecuencia del escalamiento geométrico, se aprecian diferencias en la resistencia al corte y compresibilidad. Por esta razón, algunos autores han sugerido modificar la granulometría en su parte de menores tamaños para que el contenido de finos sea menor al 10% en la muestra escalada (Verdugo y de la Hoz, 2006). Sin embargo, no hay un criterio definido para realizar esta modificación.

Los estudios de los esfuerzos de contacto toman en cuenta que, entre partícula y partícula, no se puede determinar el área en los puntos de contacto. Por tanto, es imposible determinar el esfuerzo en tales contactos. Por ello, Marsal

(1972) propuso como un parámetro índice a la fuerza necesaria para iniciar la primera rotura de partículas.

En los depósitos de desmonte, a diferentes alturas se tendrán diferentes granulometrías del material según la zona donde se encuentre, debido a la presión confinante ejercida por los materiales sobrepuestos. Esto debido a la rotura de partículas producida por la presión confinante y por el método de disposición, compactación, segregación y distribución no uniforme del material rezagado. Es decir, estos depósitos son esencialmente heterogéneos. Por ello, determinar sus propiedades mecánicas continúa siendo un reto. La influencia de factores como la mineralogía, compacidad relativa, forma de partícula, contenido de agua, esfuerzo de confinamiento, tamaño del espécimen, entre otros, han sido investigados por diversos autores, en laboratorio y en campo. En materiales de mina como la roca estéril, se deben adicionar factores como el método de extracción, manejo y la disposición en los depósitos donde serán almacenados. Los ensayos de compresión unidimensional para estudiar la rotura de partículas y la compresibilidad de enrocamientos y el efecto del agua en su comportamiento, han sido empleados por diferentes autores, tanto por la simplicidad del equipo como por el ahorro en tiempo de ejecución de estos ensayos.

Referencias

- Bard, E., Campaña, J., Anabalón, M.E. and Apablaza, R. (2007). Waste rock behavior at high pressures. *XIII Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Isla Margarita, Venezuela, vol. 1, 348-353
- Charles, J.A. (1973). *Correlation between laboratory behaviour of rockfill and field performance, with particular reference to Scammonden Dam*. PhD thesis, Imperial College, London, UK
- de la Hoz, K. (2007). *Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos*. Tesis de Magister, Universidad de Chile, Santiago, Chile
- Donaghe, R.T. and Torrey, V.H. (1985). Strength and deformation properties of earth-rock mixtures. Technical Report GL-85-9, Geotechnical Laboratory, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, USA
- Griffith, A.A. (1921). The phenomena of rupture and flow in solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A* 221, 163-198

- Hardin, B.O. (1985). Crushing of soil particles. *Journal of Geotechnical Engineering* **111**(10), 1177-1192
- Hu, W., Dano, C., Hicher, P.Y., Le Touzo, J. Y., Derkx, F. and Merliot, E. (2011). Effect of sample size on the behavior of granular materials. *Geotechnical Testing Journal* **34**(3), 186-197
- Indraratna, B., Wijewardena, L.S.S., and Balasubramaniam, A.S. (1993). Large-scale triaxial testing of grey wacke rockfill. *Géotechnique* **43**(1), 37-51
- Joisel, A. (1962). La rupture des corps fragiles au cours de leur fragmentation. Publication technique 127. Centre d'études et de Recherches de l'Industrie des liants Hydrauliques. Paris, France
- Lade, P.V., Yamamuro, J.A. and Bopp, P.A. (1996). Significance of particle crushing in granular materials. *Journal of Geotechnical Engineering* **122**(4), 309-316
- Lee, D.M. (1992). *The angles of friction of granular fills*. PhD thesis, University of Cambridge, UK
- Lee, K. and Farhoomand, I. (1967). Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression. *Canadian Geotechnical Journal* **4**(1), 68-86
- Leslie, D.D. (1963). Large-scale triaxial tests on gravelly soils. *2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brazil, vol. 1, 181-202
- Leslie, D.D. (1969). Relationship between shear strength, gradation, and index properties of rockfill materials. *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Mexico City, Specialty session No. 13. Chapter 3, 201–2010
- Linero, S., Palma, C. and Apablaza, R. (2007). Geotechnical characterisation of waste material in very high dumps with large scale triaxial testing. *International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*, Y. Potvin (ed.), Australian Centre for Geomechanics, Perth, Australia, 59-75
- Lowe, J. (1964). Shear strength of coarse embankment dam materials. *8th International Congress on Large Dams, ICOLD*, Edinburgh, UK, vol. 3, 745-761
- Marachi, N. (1969). *Strength and deformation characteristics of rockfill materials*. PhD thesis, University of California, Berkeley, USA
- Marachi, N.D., Chan, C.K. and Seed, H.B. (1972). Evaluation of properties of rockfill materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **98**(1), 95-114
- Marsal, R.J. (1963). Contact forces in soils and rockfill materials. *2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Sao Paulo, Brazil, vol. 2, 67-98
- Marsal, R.J. (1967). Large scale testing of rockfill materials. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division* **93**(2), 27-43
- Marsal, R.J. (1969). Particle breakage in coarse granular. Contributions and discussions on Mechanical Properties of Rockfill and gravel material. *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Mexico City, Specialty session No. 13. Chapter 3, 155–165
- Marsal, R.J. (1972). Resistencia y compresibilidad de enrocamientos y gravas. Series del Instituto de Ingeniería UNAM. México. SID306
- Naderian, A.R. and Williams, D.J. (1997). Bearing capacity of open-cut coal-mine backfill materials. *Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy. Section A - Mining Industry* **106**, 30-33
- Palma, C., Linero, S. y Apablaza, R. (2009). Caracterización geotécnica de materiales de lastre en botaderos de gran altura mediante ensayos triaxiales y odométricos de gran tamaño. *III Conferencia Sudamericana de Ingenieros Geotécnicos Jóvenes*, Córdoba, Argentina, 201-204
- Pigeon, Y. (1969). *The compressibility of rockfill*. PhD thesis, Imperial College, London, UK
- Thiers, G.R. and Donovan, T.D. (1981). Field density, gradation, and triaxial testing of large-size rockfill for Little Blue Run Dam. *Laboratory Shear Strength of Soil Symposium*, R.N. Yong and F.C. Townsend (eds.), SPT 740, ASTM International, Chicago, USA, 315-325
- Tombs, S.G. (1969). *Strength and deformation characteristics of rockfill*. PhD thesis, Imperial College, London, UK
- Valenzuela, L., Bard, E., Campaña, J. and Anabalón, M.E. (2008). High waste rock dumps—Challenges and developments. *First International Seminar on the Management of Rock Dumps*, Perth, Australia, 65-78
- Varadajaran, A, Sharma, K.G., Venkatachalam, K. and Gupta, A.K. (2003). Testing and modeling two rockfill materials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **129**(3), 206-218



Verdugo, R., Peters, G. y Bejarano, I. (2007). Evaluación de parámetros geomecánicos de suelos gruesos. *VI Congreso Chileno de Geotecnia*, PUCV y SOCHIGE, Valparaíso, Chile, artículo grupo A(10)

Verdugo, R., Gesche, R. y de la Hoz, K. (2003). Metodología de evaluación de parámetros de resistencia al corte de suelos granulares gruesos. *12th Pan American Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*, Massachusetts, USA, vol. 1, 691-696

Verdugo, R. and de la Hoz, K. (2006). Strength and stiffness of coarse granular soils. *Geotechnical Symposium Soil Stress-Strain Behaviour: Measurement, Modelling and Analysis*. Rome, Italy, H.I. Ling, L. Callisto, D. Leshchinsky and J. Koseki (eds.), Springer, Dordrecht, The Netherlands, 243–252

Zeller, J. and Wulliman, R. (1957). The shear strength of the shell materials for the Göschenenalp Dam, Switzerland. *4th Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, UK, vol. 2, 399-404

Obras y Proyectos guidelines for authors

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

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

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

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

ISCHEBECK[®] TITAN

Especificaciones técnicas sin competencia equivalente en el mercado.

El sistema autoperforante **Ischebeck TITAN** esta compuesto por una conexión en cabeza para la transferencia de cargas de la estructura, donde el miembro portante es una barra de perforación perdida, conducto de inyección y armadura (**3 en 1**). Gracias a sus características químicas y mecánicas es **único en el mercado nacional** y por ello la importancia de verificar que los productos **Ischebeck TITAN** cumplan con la identificación de la marca. Ya que, los materiales "similares" o falsificados no cumplen con todos los estándares de calidad.



Filial en Chile

Ischebeck Chile S.A.

Av. Echeñique 5839,

Of 509. La Reina - Santiago

+56 264690891

comercial@ischebeckchile.com

www.ischebeckchile.cl

ISCHEBECK[®] CHILE



LABORATORIO ACREDITADO

ENSAYOS AVANZADOS DE MECÁNICA DE SUELOS Y MECÁNICA DE ROCAS

MECÁNICA DE SUELOS

- Triaxial monotónico (CID, CIU, UU)
- Triaxial en extensión
- Triaxial Cíclico
- Ensayos hidrométricos
- Permeabilidad de pared rígida y flexible
- Resistividad térmica y eléctrica
- Ensayos de Succión
- Consolidación
- Consolidación CRS
- Ensayos químicos

MECÁNICA DE ROCAS

- Compresión no confinada
- Determinación de constantes elásticas
- Triaxial hasta 70 MPa de presión de confinamiento
- Triaxial con determinación de E y V
- Ensayos de compresión con control de carga o control de deformación constante
- Corte directo en Roca con determinación de cohesión y ángulo de fricción aparentes
- Tensión indirecta (Brasileño)
- Abrasividad cerchar
- Ensayo de desgaste o durabilidad slake
- Determinación de carga puntual



www.geobrugg.com/taludes

GEOBRUGG®
BRUGG

Safety is our nature

Software de dimensionamento gratuito
www.mygeobrugg.com



Sistemas TECCO®/ SPIDER® con alambre de alta resistencia

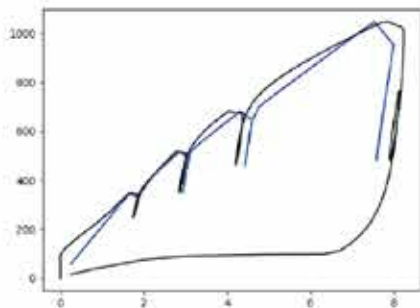
ESTABILIZACIÓN DE TALUDES



Excelencia en Geotecnia

Servicios

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



f	0.250	Pref	16.074
Degrad_G0	0.030	G0_ref_1	366.727
f_ES0	2.000	ES0_ref_1	433.600
f_Eoed	0.400	Eoed_ref_1	1.084.000
Q0 (kPa)	9,454.500	Eur_ref_1	867.200
Gamma0.7	1.000E-00	G0_ref_2	9,454.547
Phi	38.500	ES0_ref_2	11,119.600
Phi_cv	56.000	Eoed_ref_2	27,798.500
Psi	3.000	Eur_ref_2	22,237.100
Cohesion (kPa)	6.600	eMax	0.548
Power (m)	0.500	Dilat_CutOff	False
Poisson	0.470		
K0_init	0.380		
K0_NC	0.380		
alpha_sedim (mm)	45.000		
d_Dilatancia (mm)	4.000		
einit	0.985		
origin (mm)	0.685		



Calibración de modelos constitutivos mediante presiómetro

Presiómetro