



UCSC

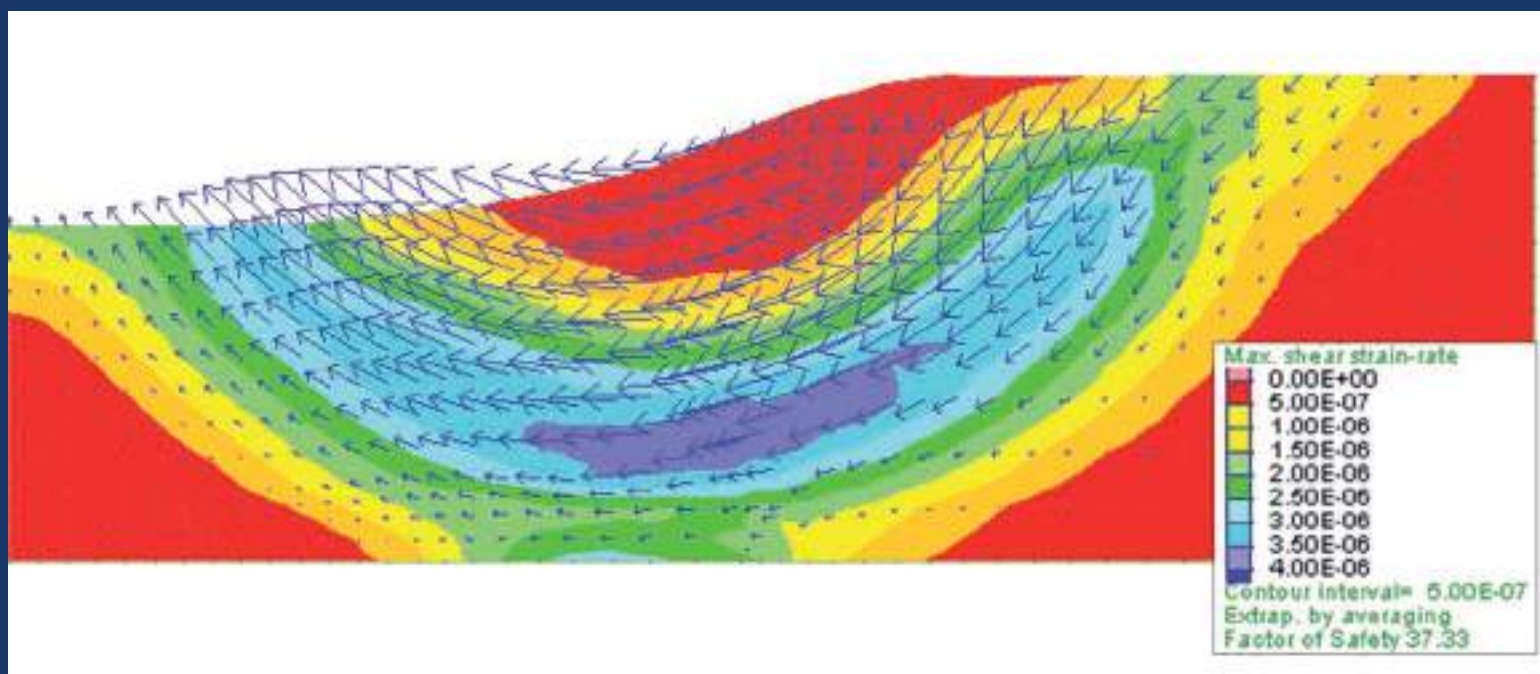
Facultad de
Ingeniería

Universidad Católica de la Santísima Concepción

OBRAS Y PROYECTOS

REVISTA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN



Análisis de la variación de temperatura en un pozo geotérmico a través de pruebas de TRT y enfriamiento en la ciudad de Talca, Chile

Analysis of temperature variation in a geothermal borehole through TRT and cooling tests in the city of Talca, Chile

F. Ochoa, D. Zamora-Barraza, W. Schmidt, D. Figueroa y A. Belmonte

Relación entre la compactación y la succión en presas de tierra con suelos tipo CH

Relationship between compaction and suction in earth dams with CH type soils

I. Flores, J. García y Y. González

Influencia de la morfogénesis en la estabilidad de laderas

Influence of morphogenesis on the stability of slopes

J. Pineda y C. Rodríguez

Prior and future earthquake effects in Valdivia, Chile
Efectos previos y futuros del terremoto de Valdivia, Chile

R. Moss and R. Moffat

Analysis of the geomechanical characterization of coarse granular materials using the parallel gradation method

Análisis de la caracterización geomecánica de materiales granulares gruesos usando el método de granulometría paralela

L. Dorador and F. Villalobos

Modelo de bloque deslizante para analizar el comportamiento cinemático de deslizamientos en suelos a partir de las fuerzas resultantes de un modelo de equilibrio límite

A sliding block model to analyse the kinematic behaviour of soil landslides from the resultant forces of a limit equilibrium analysis

A. Prieto, L. Cantor y C. Rodríguez

Comparación teórica-numérica de la sobrepresión generada en sistemas de tuberías de diámetro variable

Theoretical-numerical comparison of water hammer generated in piping systems with variable diameter

I. Salazar y A. Kong

Diseño de una oficina de gestión de proyectos para la empresa Instelmec SAS

Design of a project management office for the company Instelmec SAS

L. Reyes, M.B. Quiroga y Y. Trujillo

Diagnóstico estructural de un edificio de hormigón armado basado en su perfil bio-sísmico y un análisis dinámico incremental

Structural diagnosis of a RC building based on its bio-seismic profile and an incremental dynamic analysis

J. Olivera-López y C. Oyarzo-Vera

Modelo elástico simple para el estudio de pandeo en muros de hormigón armado

Simple elastic model to study buckling in reinforced concrete walls

A. Morales y W. Wiegand



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

SERVICIOS DE APOYO A LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Somos ingenieros civiles y profesores universitarios de Chile y Estados Unidos, contamos con personal capacitado por técnicos extranjeros. Nuestra tecnología nos permite entregar gran rapidez para obtener datos que se analizan en nuestros laboratorios móviles disminuyendo los costos de tu proyecto.



ENSAYOS ESTUDIOS MONITOREOS IN SITU CPTU CPT SPT

PROFESIONALES
Y TÉCNICOS CALIFICADOS

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

Ensayos In-Situ.

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



**Consúltanos por tu proyecto
para evaluar alternativas.**

CONFÍA EN NUESTROS
EXPERTOS!

(56 9) 3023 5658
info@lmmgchile.cl
contacto@lmmg.cl





UCSC



Formando profesionales en el diseño de modelos y la evaluación de riesgos en las áreas de geología, geotecnia, hidrología y medio ambiente, enfocados a la solución de problemáticas ingenieriles.

Ingeniería Civil
Geológica UCSC
Facultad de Ingeniería

ingenieria.ucsc.cl

Campus San Andrés
Alonso de Ribera 2850, Concepción
Tel.: (56) 412345852
aaburto@ucsc.cl

Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil

Edición 27, Otoño 2020
Revista Obras y Proyectos

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

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

Dr. Óscar Link
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Arsenio Negro
Bureau de Projeto e Consultoria Ltda., São Paulo, Brasil
Dr. Giang Nguyen
The University of Adelaide, Australia
Dr. Ricardo Nicolau
Constructora Incolor S.A., Las Condes, Chile

Comité editorial

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

Diseño y diagramación

VCR Publicidad
vcrpublicidad@gmail.com
56 9 88823187

Contacto y envío de artículos

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

Avisos comerciales y suscripciones

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

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

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

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

 http://apps.webofknowledge.com

Definición de la Revista

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

Revisión de artículos por pares evaluadores externos

Al recibir un artículo el editor junto con miembros del comité asesor comprueban que el artículo corresponda o esté relacionado con Ingeniería Civil. Además se verifica que el artículo esté bien escrito, que no haya sido publicado anteriormente y que 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** **Análisis de la variación de temperatura en un pozo geotérmico a través de pruebas de TRT y enfriamiento en la ciudad de Talca, Chile**
Analysis of temperature variation in a geothermal borehole through TRT and cooling tests in the city of Talca, Chile
F. Ochoa, D. Zamora-Barraza, W. Schmidt, D. Figueroa y A. Belmonte
- 15** **Relación entre la compactación y la succión en presas de tierra con suelos tipo CH**
Relationship between compaction and suction in earth dams with CH type soils
I. Flores, J. García y Y. González
- 26** **Influencia de la morfogénesis en la estabilidad de laderas**
Influence of morphogenesis on the stability of slopes
J. Pineda y C. Rodríguez
- 41** **Prior and future earthquake effects in Valdivia, Chile**
Efectos previos y futuros del terremoto de Valdivia, Chile
R. Moss and R. Moffat
- 50** **Analysis of the geomechanical characterization of coarse granular materials using the parallel gradation method**
Análisis de la caracterización geomecánica de materiales granulares gruesos usando el método de granulometría paralela
L. Dorador and F. Villalobos
- 64** **Modelo de bloque deslizante para analizar el comportamiento cinemático de deslizamientos en suelos a partir de las fuerzas resultantes de un modelo de equilibrio límite**
A sliding block model to analyse the kinematic behaviour of soil landslides from the resultant forces of a limit equilibrium analysis
A. Prieto, L. Cantor y C. Rodríguez
- 78** **Comparación teórica-numérica de la sobrepresión generada en sistemas de tuberías de diámetro variable**
Theoretical-numerical comparison of water hammer generated in piping systems with variable diameter
I. Salazar y A. Kong
- 87** **Diseño de una oficina de gestión de proyectos para la empresa Instelmec SAS**
Design of a project management office for the company Instelmec SAS
L. Reyes, M.B. Quiroga y Y. Trujillo
- 95** **Diagnóstico estructural de un edificio de hormigón armado basado en su perfil bio-sísmico y un análisis dinámico incremental**
Structural diagnosis of a RC building based on its bio-seismic profile and an incremental dynamic analysis
J. Olivera-López y C. Oyarzo-Vera
- 107** **Modelo elástico simple para el estudio de pandeo en muros de hormigón armado**
Simple elastic model to study buckling in reinforced concrete walls
A. Morales y W. Wiegand



Análisis de la variación de temperatura en un pozo geotérmico a través de pruebas de TRT y enfriamiento en la ciudad de Talca, Chile

Analysis of temperature variation in a geothermal borehole through TRT and cooling tests in the city of Talca, Chile

Fecha de entrega: 4 de noviembre 2019

Fecha de aceptación: 5 de marzo 2020

Fernanda Ochoa¹, David Zamora-Barraza², Walter Schmidt², Dante Figueroa¹ y Arturo Belmonte¹

¹ Departamento de Geofísica, Universidad de Concepción, Avda. Esteban Iturra s/n - Barrio Universitario, Casilla 160-C, Concepción, Chile, fernandochoa.esp@gmail.com, dantefigueroa@udec.cl, abelmonte@dgeo.udec.cl

² Departamento de Obras Civiles, Universidad Católica del Maule, Campus San Miguel, Avenida San Miguel 3605, Casilla 617, Talca, Chile, dzamora@ucm.cl, wschmidt1989@gmail.com

En el campus San Miguel de la Universidad Católica del Maule en la ciudad de Talca (Chile), se analizaron la conductividad y resistencia térmica de un pozo geotérmico por medio de un test de respuesta térmica (TRT) en función de tiempos de descarte (TD) para 3 pruebas de inyección de calor diferentes, resultando la conductividad térmica de, al menos, $1.6 \text{ W m}^{-1}\text{K}^{-1}$ y una resistencia térmica de 0.25 mKW^{-1} (valores más desfavorables). Aprovechando el proceso de calentamiento a través del TRT, se analizó la capacidad de enfriamiento del intercambiador de calor geotérmico vertical desde un punto de vista teórico y práctico. Se obtuvieron perfiles de temperatura a lo largo del pozo en diferentes intervalos de tiempo por medio de un sensor de presión de agua y temperatura, y de esta forma, se obtuvo una curva de temperatura promedio del pozo hasta recuperar la temperatura de equilibrio. Esta última se comparó con la curva teórica del proceso de enfriamiento. Los resultados indican que las curvas de enfriamiento obtenidas de forma práctica son similares a las curvas teóricas. Junto con esto, se obtuvo un valor para la conductividad térmica de $2.35 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$.

Palabras clave: pozo geotermal, temperatura, conductividad térmica, borehole geothermal heat exchanger (BHE), test de respuesta térmica (TRT), prueba de enfriamiento

On the San Miguel campus of the Catholic University of Maule, in the city of Talca (Chile), the conductivity and thermal resistance of a geothermal borehole were analyzed through a thermal response test (TRT) based on initial ignoring time (IIT) for 3 different heat injection tests, resulting in the thermal conductivity of at least $1.6 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$ and a thermal resistance of 0.25 mKW^{-1} (most unfavorable values). Taking advantage of the heating process through the TRT, the cooling capacity of the vertical geothermal heat exchanger was analyzed from a theoretical and practical point of view. Temperature profiles were obtained along the borehole at different time intervals through a water pressure and temperature sensor, and in this way, an average temperature curve of the borehole until the equilibrium temperature was obtained. The latter was compared with the theoretical curve of the cooling process. The results indicate that the cooling curves obtained in a practical way are similar to the theoretical curves. Together with this, a value for the thermal conductivity of $2.35 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$ was obtained.

Keywords: geothermal borehole, temperature, thermal conductivity, borehole geothermal heat exchanger (BHE), thermal response test (TRT), cooling test

Introducción

Entre los tipos de energías más eficientes en climatización de espacios se encuentra la energía geotérmica de baja entalpía. Esta forma de energía aprovecha la inercia térmica del subsuelo, el cual mantiene una temperatura entre 5

y 30°C dependiendo de la latitud y de las condiciones geoquímicas presentes en el terreno (capacidad térmica de los minerales, presencia de agua estática o en movimiento en el acuífero, permeabilidad del suelo) y llega a profundidades máximas de 400 m (Llopis y Rodrigo, 2008). Este sistema de climatización se basa en una bomba de calor geotérmica

(BCG) conectada a tubos intercambiadores de calor por los que fluye un líquido portador de calor (agua o agua con anticongelante) que cede o absorbe calor hacia o desde el subsuelo, según los requerimientos de climatización. Este calor es transportado posteriormente por un sistema de distribución al interior de la edificación.

Los intercambiadores de calor pueden ser horizontales o verticales. Los experimentos y resultados aquí presentados se han realizado en un contexto de intercambiador de calor vertical, por lo que nos referimos a éste.

Los intercambiadores verticales consisten en uno o varios tubos enterrados en pozos de profundidad variable. Existe una distinción entre sistema abierto y cerrado de intercambiador vertical. En los abiertos, el agua subterránea que contiene el subsuelo se extrae del pozo a través de un solo tubo. Después de enfriar o calentar el agua en una bomba de calor, el agua es reinyectada al pozo. La principal ventaja de este sistema es que el fluido portador de calor está en contacto directo con las rocas del pozo, por lo que existe una excelente transferencia de calor. Sin embargo, se requieren ciertas condiciones hidrogeológicas y geoquímicas favorables para la construcción de este tipo de pozo y evitar la contaminación o agotamiento de la fuente. Además, la temperatura de extracción debe ser superior a 0°C para evitar el congelamiento. Los principales tipos de intercambiadores geotérmicos se pueden ver en la Figura 1.

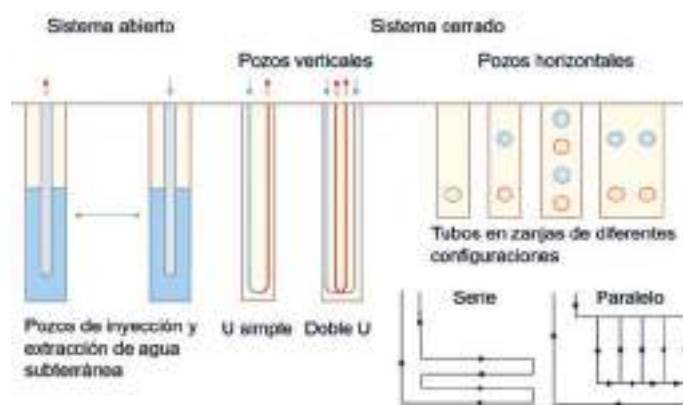


Figura 1: Tipos de intercambiadores geotérmicos

Cuando se inserta uno o más tubos en forma de U se obtiene un sistema cerrado. El fluido portador de calor que circula a través del sistema está completamente separado del medio circundante, haciendo posible usar otros tipos

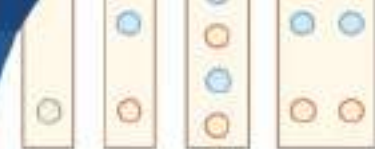
de fluido como agua con anticongelantes y trabajar con temperaturas menores a 0°C. La transferencia de calor es inferior al del sistema abierto debido a las resistencias térmicas adicionales entre la pared de la tubería, el relleno del pozo (mortero utilizado para dar estabilidad al pozo y una superficie de contacto intercambiador-suelo, por ejemplo: mezcla de arena, cemento y bentonita) y el suelo circundante, lo que reduce la capacidad del sistema. Los tubos de los sistemas cerrados son generalmente de polietileno de alta densidad (HDPE) en forma de U o doble U, enterrados en uno o varios pozos, de 50 a 200 m de profundidad.

Los sistemas verticales cerrados aprovechan el calor del subsuelo a gran profundidad. En los primeros 15 m la temperatura es alterada por las condiciones meteorológicas en mayor medida, pero a partir de los 15 m la temperatura permanece constante y desde los 20 m en adelante aumenta en 3°C cada 100 m (Jara y Martínez, 2016). Esta condición le permite realizar al sistema una mayor transferencia de calor por metro lineal de tubo que en el caso horizontal, llegando a entregar entre 32 y 43 W por metro perforado (Natural Resources Canada, 2004), respecto de 20-29 W/m. La profundidad exacta de los pozos depende de la superficie a climatizar y la cantidad de perforaciones que se realicen.

La ventaja principal de estos sistemas es la superficie mínima de terreno libre requerido para su instalación y poder ser implementado tanto en construcciones existentes como en ejecución. Además, el líquido portador de calor se encuentra libre de minerales o partículas que puedan disminuir la vida útil de la instalación y no perturba las aguas subterráneas que puede haber cerca del pozo, contrario a los sistemas abiertos, por lo que el sistema es independiente de la presencia de aguas subterráneas. Su realización, sin embargo, implica un alto costo de inversión, ya que requiere perforaciones a mayor profundidad y de equipos especiales para efectuarlas (Jara y Martínez, 2016).

Objetivos

Conocer el comportamiento de un pozo intercambiador de calor vertical (BHE: borehole geothermal heat exchanger), estimar el desempeño durante su vida útil y controlar los efectos sobre el medio son elementos esenciales para un adecuado diseño de sistemas geotérmicos. Para esto, se



requiere conocer las propiedades térmicas del suelo, como la temperatura del suelo inalterado, la conductividad térmica, la difusividad térmica y la resistencia térmica del pozo.

En el presente trabajo, una serie de modelos analíticos y numéricos se han desarrollado para simular el comportamiento de los intercambiadores de calor en régimen transitorio, utilizando modelos de fuente lineal y cilíndrica. Dicho análisis se concentra en 2 fases de análisis: una fase de calentamiento y otra de enfriamiento del pozo de estudio. Ambas fases nos permiten hacer determinaciones de los parámetros de interés.

El sitio de estudio corresponde a un pozo geotérmico perteneciente a un sistema de 10 pozos construidos el año 2011 en el campus San Miguel de la Universidad Católica del Maule en la ciudad de Talca, Chile (35° 26' 09.07"S, 71° 37' 11.02" O).

Metodología

Para conocer las propiedades térmicas del suelo en instalaciones geotérmica verticales tipo cerradas con bomba de calor se usa actualmente el denominado test de respuesta térmica (TRT). Este consiste en hacer circular por el pozo una carga térmica conocida (potencia) y registrar las temperaturas de entrada y salida del fluido circulante (por ejemplo, agua).

La respuesta térmica del pozo es el cambio que ocurre en su temperatura cuando el fluido portador de calor fluye a través de los intercambiadores de calor por un cierto periodo de tiempo (Monzó, 2011). El estudio de la temperatura del fluido con respecto al tiempo permite la estimación de las propiedades térmicas alrededor del pozo.

Los principales modelos analíticos usados para evaluar los datos de respuesta térmica son los modelos de fuente lineal y fuente cilíndrica. Mogensen (1983) fue el primero en aplicar el modelo de fuente lineal para estimar la conductividad térmica del suelo a través de datos experimentales. Este modelo se ocupa por su simplicidad. La temperatura del suelo puede ser escrita en función del tiempo t y el radio r alrededor de una fuente lineal con una tasa constante de inyección de calor (calor q por unidad de longitud) a través de una línea que va en el eje vertical del pozo inserto en un medio sólido infinito (Carslaw y Jaeger, 1959).

El modelo supone para el TRT que la transferencia de calor

es sólo por conducción y en sentido radial, despreciando la convección y los flujos verticales (Sharqawy *et al.*, 2009). Las temperaturas de entrada y salida de los pozos intercambiadores de calor, el caudal y la potencia introducida son registradas durante la prueba que dura comúnmente entre 2 y 4 días.

Aplicando una aproximación planteada por del Valle (2012), sujeta en términos prácticos a considerar periodos de muestreo superiores a cierto umbral ($\alpha t/r^2 \geq 20$) para mantener errores en el orden del 2%, se puede demostrar que la temperatura del fluido en la tubería $T(r,t)$ se puede describir de la siguiente forma:

$$T_f(t) = \frac{q_c}{4\pi\lambda} \ln(t) + q_c \left[R_b + \frac{1}{4\pi\lambda} \left(\ln \left[\frac{4\alpha}{r^2} \right] - \gamma \right) \right] + T_0 \quad (1)$$

donde q_c es el calor por unidad de longitud (W/m), $T_f(t)$ es la temperatura del fluido en la tubería (°C), R_b es la resistencia térmica del pozo (mKW^{-1}), λ es la conductividad térmica del sistema ($\text{Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$), α es la difusividad térmica del terreno ($= 9.6 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$), γ es la constante de Euler ($= 0.5772$), T_0 es la temperatura inalterada del terreno y r es el radio del pozo. La ecuación (1) presenta una relación lineal con respecto al tiempo en escala logarítmica, siendo m la pendiente y c el valor de temperatura cuando el tiempo es igual a cero y conocido como el valor de la ordenada en el origen.

$$T_f(t) = m \ln(t) + c \quad (2)$$

$$m = \frac{q_c}{4\pi\lambda} \quad (3)$$

$$c = q_c \left[R_b + \frac{1}{4\pi\lambda} \left(\ln \left[\frac{4\alpha}{r^2} \right] - \gamma \right) \right] + T_0 \quad (4)$$

De esta forma, si medimos la evolución de las temperaturas durante un determinado transcurso de tiempo, podemos construir la relación lineal (2). Dado el valor de q (dato), podemos desde la relación (3) estimar la conductividad térmica efectiva del sistema (λ), y usando la relación (4), calcular la resistencia térmica del pozo (R_b).

El proceso de enfriamiento toma lugar con posterioridad al “apagado” del sistema TRT, mientras que el perfil de temperaturas del “suelo inalterado” se realizó llenando las tuberías con agua, y luego de 2 semanas de reposo, se midió la temperatura del pozo.

Lugar de mediciones y equipamiento

El intercambiador vertical geotérmico estudiado está ubicado en el edificio Parque Tecnológico de la Universidad Católica del Maule UCM, en Talca. Este edificio forma parte del Proyecto de aprovechamiento geotérmico de baja entalpía en edificios de usos múltiples: Parque Tecnológico de la UCM (Castro *et al.*, 2012). El pozo en estudio es uno de los 10 pozos geotérmicos con los que cuenta la instalación, con profundidades variables entre 60 y 80 m sobre suelo arenoso saturado (tipo de suelo predominante en el lugar, de acuerdo a Oyarce (2018)) con difusividad térmica estimada en $9.6 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ de acuerdo a la norma VDI 4640 (2010) para arenas saturadas. La perforación posee un diámetro de 140 mm y 69 m de profundidad; los tubos tienen una configuración de doble U, modelo RAUGEO PE-Xa, de 32 mm de diámetro, 3 mm de espesor y un espaciamiento entre tubos de 60 mm. Las tuberías se mantienen verticales desde los 2 m de profundidad, previo a esto, las tuberías se redistribuyen de manera horizontal para conectarse a la sala de máquinas.



Figura 2: Sistema de test de respuesta térmica (TRT).

El sistema TRT, mostrado en la Figura 2, cuenta con una bomba de agua de 11 a 13 lt/min de caudal, un calefactor de agua de 5 kW de potencia y tubos de entrada y retorno al pozo. Un sensor de temperatura Testo 177-T4, de $\pm 0.3^\circ\text{C}$ de error, registra y almacena la temperatura ambiente y la temperatura de entrada y retorno del fluido, mientras que el caudal instantáneo del sistema es registrado por un sensor Testo 175-S2.

Para determinar los perfiles de temperatura del pozo, se

utilizó un dispositivo de registro de temperatura y presión de agua, introduciéndolo en el pozo en enfriamiento a intervalos de 1 min cada 2 m de profundidad, tiempo necesario para estabilizar el instrumento y el flujo de agua interno (se asume que la temperatura registrada es la temperatura del suelo a tal profundidad).

Resultados y análisis

Temperatura del terreno no perturbado

Con el objetivo de conocer la temperatura del terreno no perturbado y así contar con una temperatura inicial del pozo para el posterior ensayo del TRT, se midió la temperatura a través de un proceso de inmersión de una sonda con un sensor de temperatura.

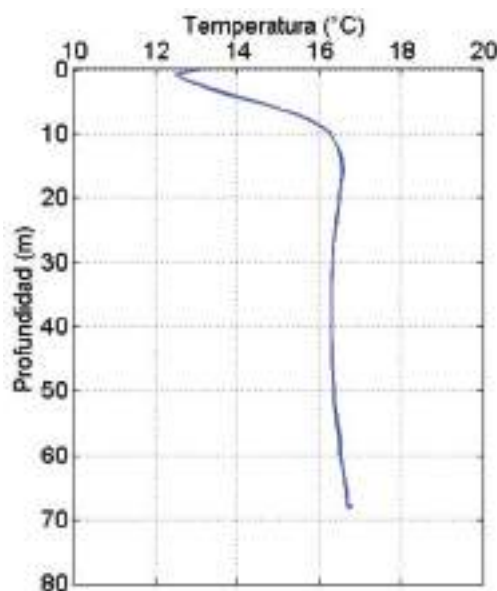


Figura 3: Perfil de temperaturas del pozo inalterado. Mediciones en inmersión realizadas con sonda

En la Figura 3 se muestra el perfil de temperaturas del suelo no perturbado en función de la profundidad. Durante la inmersión del sensor de temperatura; ésta varía ampliamente en los primeros 14 m en un rango de 11.5 a 16.5°C debido a la influencia de las condiciones atmosféricas y a los ciclos diarios, pero a mayor profundidad la temperatura se muestra relativamente estable, con un ligero aumento gradual de temperatura a partir de los 40 m. La temperatura promedio del pozo es de 16.4°C , considerada desde los 14 hasta los 69 m de profundidad, rango en que la temperatura del terreno no se ve influenciada por las condiciones ambientales externas.



Conductividad térmica del terreno y resistencia térmica del pozo

Se realizaron 3 ensayos durante el año 2018 para determinar la conductividad térmica del terreno, cada uno de distinta duración. El primero (Test 1) se realizó entre los días 17 y 21 de agosto y alcanzó una duración de 93 hrs y 1 min; el segundo (Test 2) durante los días 3 y 6 de septiembre y tuvo una duración de 68 hrs y 9 min; el tercero (Test 3) se realizó los días 10 y 11 de septiembre, alcanzando una duración de 24 hrs.

La Figura 4 muestra la evolución de la temperatura media del pozo en función del tiempo (horas transcurridas desde inicio de cada operación) para las 3 pruebas, mientras que en la Figura 5 se muestra la evolución de la temperatura en función del tiempo en escala logarítmica. En la Figura 4 se puede apreciar como la temperatura crece rápidamente durante las primeras 10 hrs aproximadamente, para luego mostrar una tendencia a una temperatura máxima y constante que, en el caso del Test 1, con el mayor periodo de observación, alcanza los 38.9°C. En la Figura 5 se puede observar la clara tendencia de linealidad predicha por la ecuación (2) a partir de los primeros 45 min de cada ensayo. Considerando estos valores de temperatura como variables $T_f(t)$, es a partir de las ecuaciones (3) y (4) que, determinando los parámetros m y c de la ecuación (2), podemos estimar valores para la conductividad térmica del sistema λ y la resistividad térmica del pozo R_p . Esta determinación se realiza aplicando el método de regresión lineal por mínimos cuadrados, para un rango específico de tiempo. El tiempo mínimo está condicionado por la ecuación (1), y que, en este caso, implica que debe ser mayor o igual a 28 hrs. A este límite inferior se le conoce

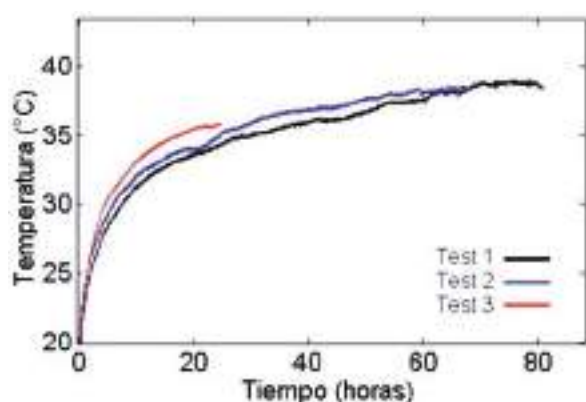


Figura 4: Temperatura del pozo en función del tiempo.

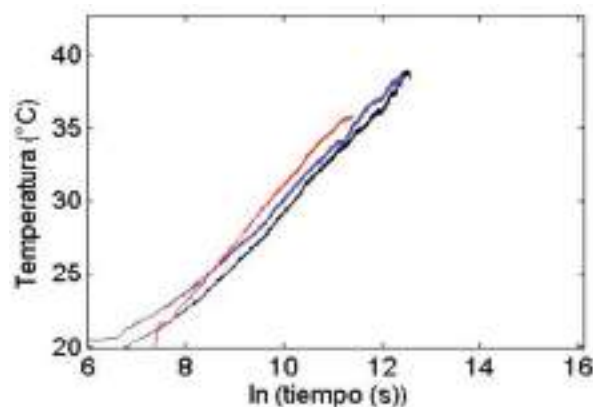


Figura 5: Temperatura del pozo en función del tiempo en escala logarítmica. El significado del color de las líneas es similar al de la Figura 4.

como Tiempo de Descarte TD.

Para dilucidar un valor estadísticamente representativo, observamos que, si hacemos variar el tiempo de descarte desde el mínimo hasta el final de cada serie de datos, el número de observaciones disminuye linealmente hasta llegar a cero. Para evitar esto y sus consecuencias en la estimación de parámetros de error y control de la regresión (coeficiente de correlación R^2), obligamos a realizar los cálculos para periodos de tiempo donde el número de observaciones sea similar. Esto se traduce en aplicar un periodo de análisis móvil de 20 hrs ($\Delta\tau = 20$ hrs), es decir, la estimación de m y c la hacemos entre el Tiempo de Descarte, que parte en las 28 hrs, y un tiempo máximo que es igual a TD más 20 hrs. Hacer crecer este valor es posible y los resultados no cambian de manera relevante, pero se pierde la calidad de la regresión mucho antes. Con este rango específico de observación (20 hrs), las estimaciones parecen razonables hasta aproximadamente las 60 hrs de experimento, para el Test 1, y hasta las 50 hrs para el Test 2. El Test 3 queda fuera de este análisis debido a su corto periodo de observación. En la Figura 6 se muestra el comportamiento del coeficiente de correlación R^2 , desde donde es posible deducir esto si exigimos que $R^2 > 0.85$.

Aplicando (3) y habiendo estimado el valor de la pendiente m en (2), es posible estimar valores de conductividad térmica λ para cada valor del tiempo de descarte TD. En la Figura 7 se muestran estos resultados. Como se puede apreciar, los valores de conductividad son variables. Si consideramos válida la idea de exigir un mayor tiempo de medición y además un valor de correlación alto, nos

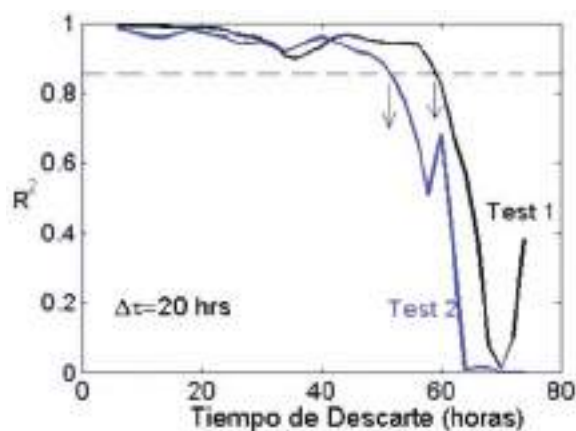


Figura 6: Coeficiente de correlación R^2 en función del tiempo de realización experimental de los Tests números 1 y 2.

acercamos al rango de valores de tiempo de descarte entre 50 (Test 2) y 60 hrs (Test 1). A valores mayores de TD, la disminución de las observaciones, así como la variabilidad de los valores de temperatura cerca del valor máximo, hacen que los valores calculados presenten una alta distorsión y su interpretación carezca de sentido. De esta forma el rango de valores plausibles para la conductividad térmica es 1.6 a $2.5 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$. De manera similar se puede mostrar que los valores de resistividad térmica R_p son del orden de $0.25 \pm 0.03 \text{ mKW}^{-1}$.

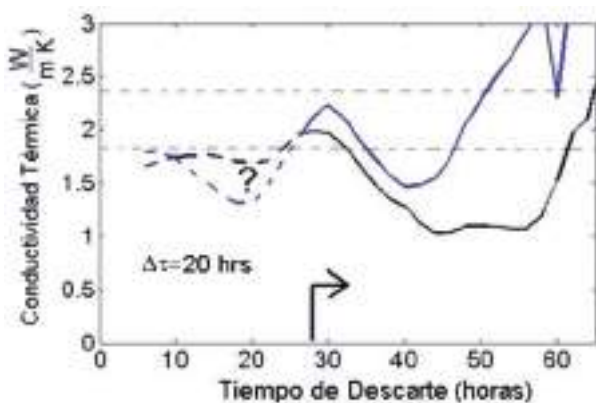


Figura 7: Conductividad térmica λ en función del tiempo de realización experimental de los Tests números 1 y 2. El significado del color de las líneas es similar al de la Figura 6.

Aunque se puede esperar que un aumento en la duración de las pruebas de TRT entregue una estimación más precisa de las propiedades térmicas del terreno, y así considerar que los valores estimados de conductividad λ son más acertados (Ingersoll *et al.*, 1954), en el presente experimento se evidencia que el periodo de tiempo considerado para el análisis de regresión lineal es una variable poco sensible

a variaciones de λ . Sin embargo, a partir de cierto tiempo de descarte (TD = 60-65 hrs), los resultados muestran una alta distorsión con una tendencia al aumento de λ , más una razón de la inestabilidad que la medición de temperatura parece tener cerca de su máximo permitido por el sistema y el terreno. Junto a esto, queda abierta la pregunta respecto a la incidencia que tiene la realización de más de una prueba de TRT en el terreno. Se observa que desde el Test 1 al 3, la temperatura aumenta con mayor rapidez durante las primeras horas del experimento, incidiendo en que λ tienda a decrecer durante el experimento, pero aparentemente al alcanzar el máximo de temperatura, en términos relativos, λ tiende a crecer. No es claro a qué se debe esto. En esta línea, Lee *et al.* (2018) sugieren que a medida que la cantidad de calor que se ‘inyecta’ se incrementa, el valor de λ deja de depender de TD.

De los presentes resultados, es posible constatar que una buena estimación de λ parece requerir la condición de limitar el tiempo de descarte (TD = 50-60 hrs) y definir una ventana de tiempo de análisis que asegure una cantidad de datos razonable, y por tanto, un análisis estadístico comparable, para cada valor de TD que se evalúa. Sin embargo, no es posible precisar con exactitud un valor para λ , sólo un rango amplio de posibles valores coincidentes con los esperados de 1.6 a $2.5 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$. En el caso, de la resistividad térmica R_p ocurre la misma condición, pudiendo sí ajustar un valor promedio cercano a 0.25 mKW^{-1} .

Curva de enfriamiento del pozo

Con posterioridad al apagado de cada medición de TRT, se procedió a medir la temperatura en el pozo geotérmico en diferentes momentos y a distintas profundidades a medida que la temperatura disminuye hasta alcanzar la temperatura de equilibrio del terreno como se muestra en la Figura 8.

Con el objeto de analizar el conjunto de temperaturas más representativo del terreno, el análisis se concentra para el rango de profundidades entre 14 y 69 m. Para cada instante de medición, se promedió el valor de las temperaturas obtenidas en el rango de profundidad señalado. En la Figura 9 se muestran estos resultados. Los círculos indican el dato de temperatura observado (cada color se refiere al número del test) y las curvas son el resultado del ajuste de la regresión lineal realizada siguiendo los pasos indicados anteriormente.

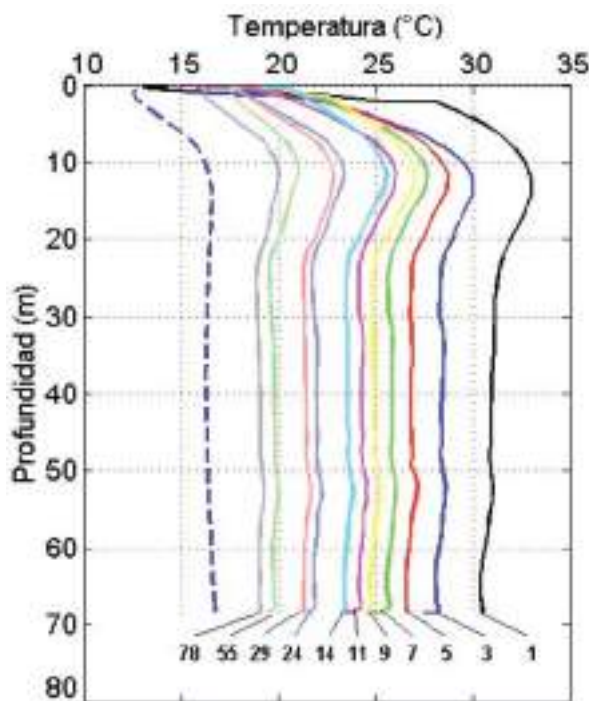


Figura 8: Perfiles de temperatura en profundidad obtenidos con el sensor de temperatura durante el ensayo 1. Los números en la parte baja y relacionada con cada curva corresponden al tiempo transcurrido en hrs desde que fue apagado el TRT. Como referencia, la curva de color azul entre-cortada corresponde a las variaciones de temperatura con la profundidad para el caso de un terreno no perturbado (referencia Figura 3).

Al comparar las curvas de enfriamiento de los Test 1, 2 y Test 3, se aprecia que la disminución del valor absoluto de la pendiente de este último podría relacionarse con que su temperatura inicial es menor, o bien, se puede decir que el aumento de la temperatura inicial incide en un valor absoluto de la pendiente mayor. Esto, si es cierto, podría tener su causa en el gradiente térmico existente entre el pozo y el terreno circundante: a mayor gradiente térmico, mayor valor de la pendiente m .

Curva teórica del proceso de enfriamiento del pozo

Los datos asociados al proceso de enfriamiento permiten plantearnos la posibilidad de proponer un modelo teórico que represente dichas observaciones y que dependa de las propiedades térmicas de los materiales involucrados, su geometría y las fórmulas de transferencia de calor planteadas anteriormente. Para esto, aplicamos la ley de conducción del calor de Fourier en un sistema conformado por distintos materiales concéntricos entorno a un eje de largo determinado. Se puede demostrar que se cumple:

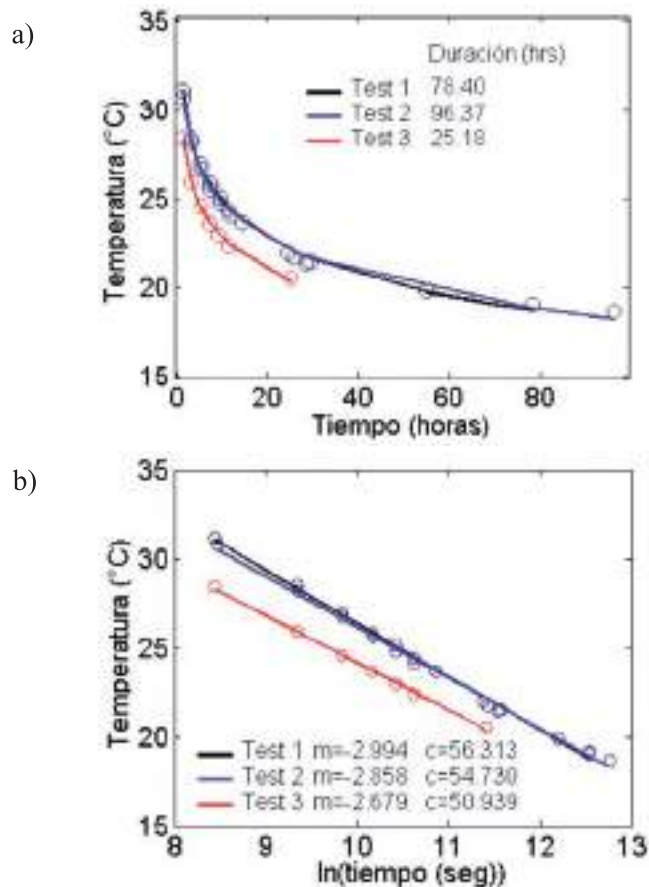


Figura 9: En a) se muestran los datos y curvas de ajustes respectivos para 3 pruebas de enfriamiento: Tests 1, 2 y 3. La temperatura inicial de enfriamiento, para cada caso respectivamente, es de 38.4°C, 38.35°C y 35.8°C. El eje horizontal corresponde al tiempo (horas) y en b) se muestran los mismos datos y curvas de a) en escala logarítmica en el eje del tiempo (segundos).

$$q = \frac{2\pi L (T_1 - T_4)}{\frac{1}{\lambda_a} \ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right) + \frac{1}{\lambda_b} \ln \left(\frac{r_3}{r_2} \right) + \frac{1}{\lambda_c} \ln \left(\frac{r_4}{r_3} \right)} \quad (5)$$

La variable q es el flujo de calor total transferido entre el fluido portador de calor y el terreno en W. Estimar q nos permite, desde la ecuación (3), asociar la pendiente m con la conductividad λ . λ es estimado como una suma porcentual, según el espesor que involucra, de las conductividades de la tubería, el relleno y el terreno.

Aplicamos un test de Montecarlo y ajustamos cada modelo al conjunto de observaciones.

T_1 es la temperatura media del pozo para cada prueba y la hacemos variar en el rango $T_1 = 41$ a 35°C ; su mejor ajuste es $T_1 = 40 \pm 1^\circ\text{C}$. T_4 es la temperatura media del

terreno sin perturbar y su ajuste corresponde a $T_4 = 15 \pm 1^\circ\text{C}$. L es el largo de la tubería; el ajuste requiere el valor que conocemos, $L = 69.5 \pm 0.5$ m. r_1 , r_2 , r_3 y r_4 son el radio interno de la tubería ($= 0.013$ m), radio externo de tubería ($= 0.016$ m), radio del relleno ($= 0.035$ m) y el radio hasta el punto del terreno de temperatura inalterada. Al dejar a r_4 como variable aleatoria ($0.3 - 0.9$ m), los mejores ajustes se corresponden con un valor de $r_4 = 0.5 \pm 0.05$ m.

La conductividad térmica de la tubería y el relleno del pozo, respectivamente, aunque las podemos asumir conocidas, al dejarlas como variables aleatorias ($1.5 - 3 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$) resultan al ajustar en $\lambda_a = 0.5 \pm 0.05$ y $\lambda_b = 1.65 \pm 0.05 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$.

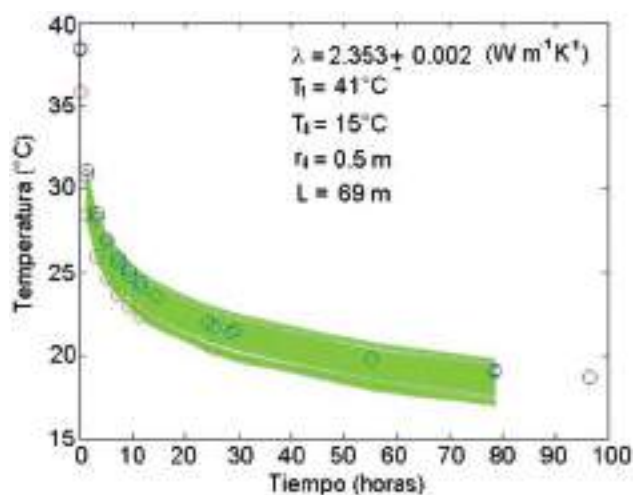


Figura 10: Se muestra el resultado de aplicar Test de Montecarlo. Cada curva de color verde es el resultado de un proceso de regresión lineal para valores de λ_c (por tanto, de λ). L , T_1 , T_4 , r_4 , R_b , λ_a y λ_b son variables con menor sensibilidad respecto a la conductividad del terreno λ_c . Para los ajustes que se muestran, $\lambda_a = 0.5 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$, $\lambda_b = 1.64 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$ y $R_b = 0.25 \text{ mKW}^{-1}$.

Discusión

A través del ajuste numérico de un modelo de calentamiento TRT y/o enfriamiento (desde el apagado del TRT) de un pozo térmico vertical cerrado, buscamos determinar la conductividad térmica λ más representativa para el sistema tubería, relleno y terreno, que constituye en el entorno del pozo. A partir del experimento TRT, el rango de valores encontrados para λ es 1.6 a $2.5 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$, mientras que, usando los datos de enfriamiento del pozo, la conductividad térmica resulta ser exactamente $2.35 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$. El ajuste realizado aquí entrega también un rango de valores para todas las variables en proceso, estableciendo

que la conductividad térmica del terreno es altamente sensible, determinando así el valor indicado. Aunque para el sector no se cuenta con una estratigrafía, el rango de valores obtenidos coincide con aquellos asociados a zonas de arcilla, limo, arena, grava, conglomerados, propias del valle central chileno en la zona centro-sur.

Conclusiones

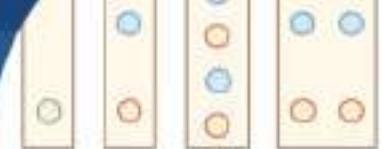
Podemos constatar que la temperatura del sub-suelo, por debajo de los 14 m, se mantiene constante, con la peculiaridad de cumplir una regla más o menos general (según IGSHA: Ground-Source Heat Pump Association): la temperatura del sub-suelo es igual al promedio anual de temperaturas en superficie más 1°C , es decir, 16.2°C aproximadamente.

El ajuste numérico basado en los modelos expuestos y sujeto a las mediciones de TRT así como la temperatura de enfriamiento del pozo geotérmico en estudio, resulta satisfactorio en el sentido de generar valores de conductividad térmica que bien se pueden asociar a un rango de posibilidades coincidentes con los expuestos en la literatura, según la constitución estratigráfica esperada para la zona: materiales como la arcilla o limo alcanzan los $1.5 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$, la arena y grava $2.0 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$, conglomerados y areniscas 1.5 a $2.0 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$. En el caso del presente estudio, este valor alcanza los $2.35 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$.

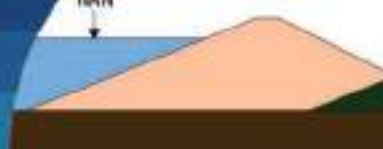
Respecto de la capacidad de enfriamiento del intercambiador de calor geotérmico, se puede constatar, por una parte, que un modelo 1-D (ley de conducción de Fourier), se ajusta bien a las observaciones, pudiendo además ratificar el orden de valores de conductividad térmica determinados a través del experimento de TRT. El modelo resulta ser altamente sensible a la variable conductividad térmica del terreno λ_c , la que determina el valor final de λ por sobre los valores de conductividad térmica de la tubería y el relleno.

Referencias

- Carslaw, H.S. and Jaeger, J.C. (1959). *Conduction of heat in solids*. 2nd ed., Oxford University Press, Oxford, UK
- Castro, D., Pascual, P. y Indacochea, I. (2012). Proyecto de aprovechamiento geotérmico de baja entalpía en edificio de usos múltiples. Parque Tecnológico. Tomo II: Campo de Sonatas. Informe. Talca, Chile



- del Valle Fernández, P. (2012). *Uso conjunto de diagráfias y TRT para la determinación de parámetros térmicos de un sondeo*. Tesis de Máster en Ingeniería Energética, Universidad de Oviedo, España
- Ingersoll, L.R., Zobel, O.J. and Ingersoll, A.C. (1954). *Heat conduction with engineering, geological, and other applications*. University of Wisconsin Press, USA
- Jara Morales, L.S. y Martínez Martínez, M.V. (2016). *Guía técnico-económica para la construcción de sistemas de climatización geotérmica aplicado a viviendas unifamiliares*. Tesis de pregrado, Universidad Católica del Maule, Talca
- Lee, C., You, J. and Park, H. (2018). In-situ response test of various borehole depths and heat injection rates at standing column well geothermal heat exchanger systems. *Energy and Buildings* 172, 201–208
- Llopis Trillo, G. y Rodrigo Angulo, V. (2008). *Guía de la energía geotérmica*. Fundación de la Energía de la Comunidad de Madrid, España
- Mogensen, P. (1983). Fluid to duct wall heat transfer in duct system heat storages. *Proceedings of the International Conference on Subsurface Heat Storage in Theory and Practice*, Stockholm, Sweden, 652–657
- Monzó, P.M. (2011). *Comparison of different Line Source Model approaches for analysis of thermal response Test in a U-pipe Borehole Heat Exchanger*. MSc thesis, KTH School of Industrial Engineering and Management, Stockholm, Sweden
- Natural Resources Canada (2004). Heating and cooling with a heat pump (EnerGuide). Office of Energy Efficiency, Energy Publications, Canada
- Oyarce, C.N. (2018). *Caracterización geotécnica de los suelos de fundación de la ciudad de Talca*. Tesis de pregrado, Universidad Católica del Maule, Talca
- Sharqawy, M.H., Said, S.A., Mokheimer, E.M., Habib, M.A., Badr, H.M. and Al-Shayea, N.A. (2009). First in situ determination of the ground thermal conductivity for borehole heat exchanger applications in Saudi Arabia. *Renewable Energy* 34(10), 2218–2223
- VDI 4640 (2010). Thermische Nutzung des Untergrundes – Grundlagen, Genehmigungen, Umweltaspekte. Beuth Verlag, Berlin, Germany



Relación entre la compactación y la succión en presas de tierra con suelos tipo CH

Relationship between compaction and suction in earth dams with CH type soils

Fecha de entrega: 11 de julio 2019

Fecha de aceptación: 26 de febrero 2020

Isaida Flores, Jenny García y Yoermes González

Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría, Calle 114 entre Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, isaidafb@civil.cujae.edu.cu, jenny@civil.cujae.edu.cu, yoermes@civil.cujae.edu.cu

La construcción de presas de tierra ha puesto a la estabilidad de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden, tanto por el aspecto económico como por las consecuencias indeseables debidas a sus fallos. El objetivo de esta investigación consiste en realizar un análisis para definir la dependencia de la curva de conductividad hidráulica del grado de compactación del suelo. El caso de estudio es una presa de tierra de 22 m de altura con prisma de drenaje, considerando los principios de la mecánica de suelos parcialmente saturados para los estados de final de construcción y operación de la misma, con tres suelos en la cortina de tipo CH y tres suelos arenosos en la cimentación. Para la ejecución de los modelos se utilizan las herramientas SIGMA/W, SEEP/W y SLOPE/W del programa GeoStudio 2012. Los principales resultados obtenidos muestran que la variación en la estabilidad se incrementa cuando el grado de compactación y la succión correspondiente oscilan entre 80 y 95% del ensayo Proctor Estándar. Se concluye que resulta más efectivo emplear curvas características obtenidas para grados de compactación iguales o superiores al 95%.

Palabras clave: suelos parcialmente saturados, estabilidad de taludes, relación de vacíos, compactación

The construction of earth dams has placed the stability of slopes in a plane of engineering importance of the first order, both for the economic aspect and for the undesirable consequences due to their failures. The objective of this research is to perform an analysis to define the dependence of the hydraulic conductivity curve on the degree of soil compaction. The case study is a 22 m high earth dam with a drainage prism, considering the principles of partially saturated soil mechanics for the final stages of construction and operation of the same, with three floors in the curtain of type CH and three sandy soils in the foundation. The SIGMA/W, SEEP/W and SLOPE/W tools of the GeoStudio 2012 program are used for the execution of the models. The main results obtained show that the variation in stability increases when the degree of compaction and the corresponding suction oscillate between 80 and 95% of the Standard Proctor test, for which it is concluded that it is more effective to use characteristic curves obtained for compaction degrees equal to or greater than 95%.

Keywords: partially saturated soils, slope stability, void ratio, compaction

Introducción

La Mecánica de Suelos inicialmente se desarrolló para estudiar los suelos saturados, condición que resulta extrema ya que se considera que la masa de suelo sólo se encuentra sometida a dos fases: sólida y líquida, y sus limitaciones son evidentes cuando se necesita explicar las deformaciones en suelos parcialmente saturados o de las estructuras que estos soportan.

Teniendo en cuenta su origen, los suelos parcialmente saturados pueden ser naturales o artificiales, dentro de los

suelos artificiales se encuentran los suelos compactados, extensamente utilizados en obras de tierra (presas, terraplenes, etc.), que debido a su naturaleza son suelos parcialmente saturados (e.g. Fredlund y Rahardjo, 1993; Tristá, 2015; Musso y Suazo, 2019). Los suelos parcialmente saturados se encuentran sobre el nivel freático y pueden llegar incluso a estar secos en zonas cercanas a la superficie. El suelo en condiciones parcialmente saturadas se encuentra constituido por tres fases: sólida, líquida y gaseosa.

Succión en suelos parcialmente saturados

Un suelo parcialmente saturado tiene la tendencia a recibir agua y aumentar su grado de saturación, si el suelo tiene determinado grado de saturación se requiere cierta fuerza para remover el agua del espacio poroso y disminuir el grado de saturación del suelo, estos efectos se pueden explicar mediante la succión (Fredlund y Rahardjo, 1993; Tristán, 2015). La succión en suelos no saturados está compuesta por la succión matricial y la succión osmótica y la suma de ambos componentes se denomina succión total. La curva característica del suelo es una relación entre la cantidad de agua en el suelo y la succión. La obtención de las succiones puede ser mediante distintos métodos y procedimientos que se dividen en directos e indirectos. El intervalo de medida de las succiones está en relación al tipo de equipo utilizado, así como del contenido de humedad presente, o si son utilizadas muestras inalteradas o remoldeadas durante el ensayo. El método del papel de filtro es un método indirecto que mide la succión total y matricial a partir de determinar el potencial del agua en el suelo por medio del potencial del agua retenida en un medio poroso llamado papel de filtro. Este método es muy utilizado porque las características del ensayo permiten su fácil aplicación en el laboratorio.

La curva característica del suelo es una relación entre la cantidad de agua en el suelo y la succión. La cantidad de agua en el suelo generalmente se cuantifica en términos de humedad gravimétrica ω , grado de saturación S o humedad volumétrica (Fredlund, 2003). A partir de la curva característica experimental, es posible obtener la curva de conductividad hidráulica del suelo. A diferencia de un suelo saturado, el cual mantiene una conductividad hidráulica constante; en un suelo no saturado, la conductividad hidráulica es variable, y depende del contenido de agua o estado de succiones que exista en el suelo (Mendoza, 2018) grados de saturación, velocidades de flujo, fuerzas de filtración, cargas hidráulicas y presiones de poro. Fuerzas de filtración actúan en las partículas de suelo cada vez que un gradiente hidráulico genera flujo de agua. Estas fuerzas pueden afectar por erosión interna a suelos internamente inestables, ya que pueden producir el movimiento de la fracción más fina del suelo a través del esqueleto grueso del mismo suelo (Moffat, 2015).

Van Genuchten (1980) desarrolló una ecuación para

obtener la curva de conductividad hidráulica del suelo, a partir de los parámetros obtenidos del ajuste de la curva característica del suelo parcialmente saturado, como se muestra en las fórmulas (1) y (2).

$$K_r = \frac{[1 - (\alpha S_t)^{\eta-1} \{1 + (\alpha S_t)^{\eta}\}^{-m}]^2}{[1 + (\alpha S_t)^{\eta}]^{m/2}} \quad (1)$$

Donde K_r es el coeficiente de conductividad hidráulica no saturado del suelo, S_t es la succión total, α , η , m son parámetros de ajuste ($m = 1 - 1/\eta$).

$$K = K_{sat} K_r \quad (2)$$

Siendo K y K_{sat} los coeficientes de permeabilidad no saturado y saturado del suelo, respectivamente. Este método está incluido en los programas computacionales, lo que posibilita la estimación directa de la curva de conductividad hidráulica con la introducción de los parámetros obtenidos experimentalmente.

Resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados

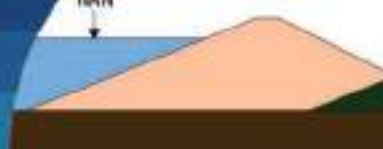
La envolvente de falla extendida para los suelos parcialmente saturados toma la siguiente forma matemática (Fredlund *et al.*, 1978; Fredlund y Rahardjo, 1993; Tristán, 2015; Alanís, 2012).

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_n) \tan \phi' + (u_n - u_w) \tan \phi^b \quad (3)$$

Donde u_a es la presión del aire, $(\sigma_n - u_a)$ es el esfuerzo neto, $(u_a - u_w)$ es la succión en el suelo, c' es la cohesión efectiva, ϕ' y ϕ^b son el ángulo de fricción interna efectivo y el ángulo de succión, respectivamente. Los parámetros de resistencia para los suelos parcialmente saturados se ven afectados por la influencia de la succión y estos se pueden obtener a partir de los parámetros de resistencia del suelo saturado (Fredlund y Rahardjo, 1993; Tristán 2015). Como una alternativa para sustituir el uso de ϕ^b , en SLOPE/W se implementa la fórmula propuesta por Vanapalli *et al.* (1996).

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' \right] \quad (4)$$

Donde θ_w , θ_s y θ_r son el contenido de agua volumétrico, saturado y residual, respectivamente. La fuerza cortante



no saturada de un suelo se puede estimar en función de la curva característica del suelo y de los parámetros de resistencia al corte saturados del mismo.

Presas de tierra y estabilidad de taludes

Las presas de tierra son obras de ingeniería construidas para almacenar y distribuir las reservas de agua con el objetivo de obtener beneficios económicos y sociales. En Cuba la construcción de presas de tierra también ha evolucionado significativamente. Actualmente es posible contar con 241 embalses a lo largo de toda la Isla. Para establecer el diseño y construcción de una presa, es necesario considerar factores económicos imprescindibles, así como el alcance social y el objetivo de la misma. Armas y Horta (1987) definieron algunos de los parámetros de diseño, que son las bases de la geometría utilizada en esta investigación.

El drenaje se utiliza para evitar que el agua infiltrada transporte el material de la presa, provocando así su destrucción. El tipo de dispositivo de drenaje puede variarse en diferentes áreas de la presa y su construcción debe seleccionarse sobre la base de la comparación técnico-económica de las diferentes variantes. En la presente investigación se plantea un drenaje de tipo prisma, dado que es el más utilizado en Cuba.

(Molina *et al.*, 2017) contabilizaron los fallos en presas de tierra en Cuba, luego de realizar visitas a las empresas de aprovechamiento hidráulico de todas las provincias del país durante el año 2016, identificando un total de 52 casos. En base a estos estudios, el orden actual de ocurrencia de las causas más comunes de falla en presas de tierra en Cuba, difiriendo ligeramente con respecto al resto del mundo son: deslizamiento de taludes, rebase de la cortina, sifonamiento, pérdidas por filtraciones y agrietamiento.

Un talud es cualquier superficie de suelo que adopte una cierta inclinación con respecto a la horizontal de manera permanente. Los fallos en los taludes están asociados a los movimientos de la masa de suelo que conforman la estructura, pudiendo dar lugar a la pérdida material y de vidas humanas.

Según Armas y Horta (1987) los deslizamientos ocurridos en presas de tierra pueden agruparse en tres categorías de acuerdo al momento de ocurrencia del mismo: durante la construcción, talud aguas abajo durante la operación

y talud aguas arriba luego de un desembalse rápido. En esta investigación se consideran los estados de final de la construcción y desembalse rápido, dado que se analizará la modificación de la pendiente sólo en el talud aguas abajo de la presa.

Para definir las características físico-mecánicas de los suelos de la investigación se considera lo planteado por Armas y Horta (1987), dado que la presa analizada tiene una altura de cortina de 22 m, en este caso los parámetros de resistencia efectivos se obtendrán mediante el ensayo lento de corte directo, pudiendo realizarse el ensayo bajo carga controlada o bajo deformación controlada. Estos valores de cohesión y ángulo de fricción interna efectivos se combinarán con las presiones de poros correspondientes en cada caso. Por lo que no resulta necesario la realización de ensayos triaxiales.

Comúnmente se refiere la estabilidad de los taludes en términos de un factor de seguridad FS, que se puede obtener partiendo de un determinado análisis matemático. El valor del factor de seguridad se obtiene al realizar la comparación del esfuerzo cortante de falla con la resistencia cortante del suelo y debe cumplir siempre como requisito, el ser mayor o igual al valor del factor que se establece por norma o se fija en proyecto. Según Sanhueza y Rodríguez (2012), el factor de seguridad expresa la reducción de la resistencia a cortante del suelo para que se produzca el deslizamiento a lo largo de la superficie de falla, y representa la determinación cuantitativa del índice de riesgo de que esta ocurra.

Obtención del Factor de Seguridad

Para el análisis de la estabilidad, se plantea la utilización del Método de Elementos Finitos MEF, el cual resulta una de las herramientas numéricas más utilizadas en la actualidad para resolver problemas de ingeniería. Se asume un dominio discretizado en subdominios de elementos, donde los elementos son definidos en un número discreto de puntos, llamados nodos, que conectan entre sí a los elementos; y sobre estos nodos se materializan las incógnitas principales del problema que se pretende analizar. El paquete computacional GeoStudio 2012 (www.geoslope.com) presenta la posibilidad de calcular el factor de seguridad FS en presas de tierra a partir de la implementación del MEF, usando un análisis parental entre

las herramientas SIGMA/W y SLOPE/W, considerando la siguiente fórmula:

$$FS = \frac{\sum F_r}{\sum F_m} \quad (5)$$

donde F_r es la resistencia cortante total disponible y F_m es la fuerza cortante total movilizada a lo largo de la superficie de falla. La fuerza de resistencia disponible de cada dovela se calcula multiplicando la resistencia al corte del suelo en el centro de la base de la dovela por la longitud de la base. Por lo tanto, a partir de la forma modificada de la ecuación de Mohr-Coulomb para un suelo parcialmente saturado, la fuerza de resistencia disponible viene dada por:

$$F_r = \tau \beta = \{c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b\} \beta \quad (6)$$

donde τ es el corte efectivo del suelo en el centro de la base de una dovela, β es la longitud de la base de una dovela y σ_n es la tensión normal en el centro de la base de una dovela. De manera similar, la fuerza cortante total movilizada a lo largo de la superficie de falla de cada dovela se calcula multiplicando la tensión tangencial movilizada τ_m en el centro de la base de la dovela y la longitud de la base β .

$$F_m = \tau_m \beta \quad (7)$$

Tanto la tensión normal σ_n como la tensión de tangencial movilizada τ_m son valores obtenidos de un análisis en SIGMA/W. Por lo tanto, las ecuaciones para calcular los factores de estabilidad son lineales; es decir, no se requiere una iteración para establecer los factores de estabilidad como en los métodos de equilibrio límite. SLOPE/W plantea dos ecuaciones fundamentales de equilibrio para obtener el factor de seguridad, una ecuación de equilibrio de momentos y una ecuación de equilibrio de fuerzas.

$$E_m = \frac{\sum \left(c' \beta R + \left[N - u_w \beta \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - u_a \beta \left[1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right] \right) R \tan \phi \right)}{\sum W x - \sum N f + \sum k W e \pm \sum D d \pm \sum A a} \quad (8)$$

$$E_f = \frac{\sum \left(c' \beta R \cos \alpha + \left[N - u_w \beta \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - u_a \beta \left[1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right] \right) \tan \phi \cos \alpha \right)}{\sum N \sin \alpha + \sum k W e - \sum D \cos \alpha \pm \sum A} \quad (9)$$

Donde W es el peso total de una dovela de ancho β y altura h , N es la fuerza normal total sobre la base de la dovela, D es un punto externo de carga, kW es la carga sísmica horizontal aplicada a través del centroide de cada corte, R es el radio

para una superficie de deslizamiento circular o el brazo de momento asociado con la fuerza de corte movilizada para cualquier forma de superficie de deslizamiento, f es la desviación perpendicular de la fuerza normal desde el centro de rotación o desde el centro de los momentos, x es la distancia horizontal desde la línea central de cada corte hasta el centro de rotación o el centro de los momentos, e es la distancia vertical desde el centroide de cada dovela hasta el centro de rotación o el centro de los momentos, d es la distancia perpendicular desde una carga puntual al centro de rotación o al centro de los momentos, a es la distancia perpendicular desde la fuerza de agua externa resultante hasta el centro de rotación o el centro de momentos, A son las fuerzas de agua externas resultantes, ω es el ángulo de la carga puntual desde la horizontal y α es el ángulo entre la tangente al centro de la base de cada dovela y la horizontal. La fuerza normal total sobre la base de una dovela N se obtiene como:

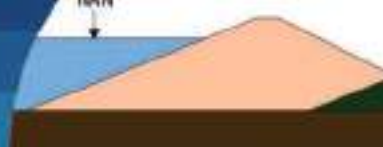
$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{[c' \beta \sin \alpha + u_a \beta \sin \alpha (\tan \phi' - \tan \phi^b) + u_w \beta \cos \alpha \tan \phi^b] + D \sin \omega}{(FS) \pm \frac{\tan \phi \tan \phi^b}{F}}}{F} \quad (10)$$

donde F es el factor de seguridad y X son las fuerzas verticales de corte transversal. Los subíndices L y R definen los lados izquierdo y derecho respectivamente. La fórmula (10) se puede utilizar para suelos tanto saturados como no saturados. Para la mayoría de los análisis, la presión de aire en los poros u_a se puede considerar cero.

El objetivo fundamental de esta investigación es analizar el comportamiento del factor de seguridad en el talud aguas abajo, para una presa de 22 m de altura, homogénea, conformada por tres suelos con clasificación CH y de los cuales se tienen dos curvas características correspondientes a dos grados de compactación. Se plantean tres posibles cimentaciones, todas de tipo arena arcillosa y se analizarán los estados de final de la construcción y operación de la presa. Se observará la dependencia del factor de seguridad del talud aguas abajo del grado de compactación y succión del suelo.

Metodología

Para la elaboración del modelo, se deben tener en cuenta las consideraciones de diseño para las presas de tierra en Cuba. A partir de estudios realizados por el Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos INRH, de las secciones transversales típicas proyectadas en todas las presas del



país, se presenta el modelo inicial de una presa de tierra de 22 m de altura, homogénea, sin berma y con prisma de drenaje, con características geométricas correspondientes a lo propuesto por Armas y Horta (1987), como se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1: Características geométricas del modelo

Altura del modelo, m	Pendiente aguas arriba	Pendiente aguas abajo	Ancho de corona, m
22	1:2.5	1:2	5

En el caso del prisma de drenaje, éste mantiene las mismas pendientes que los taludes en el modelo geométrico y una altura de 7 m, pues según Armas y Horta (1987) la altura del prisma en la práctica oscila entre un 5 y un 20% de la altura de la cortina de la presa. El modelo geométrico se muestra en la Figura 1.

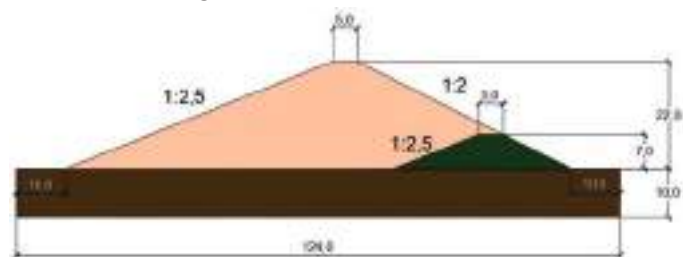


Figura 1: Geometría del modelo de presa de tierra, las dimensiones de altura y ancho en m

Para definir los materiales que conformarán la cortina de la presa se consideraron tres suelos con clasificación CH (arcilla de alta compresibilidad), cada uno de los cuales presenta dos curvas características obtenidas para diferentes relaciones de vacíos iniciales, los datos y las curvas características de los suelos fueron extraídas de investigaciones previas (Tristá, 2015; Rodríguez, 2017). La relación de coeficiente de permeabilidad horizontal y vertical establecida es de $k_x = 12k_y$ (Armas y Horta, 1987), para respetar el comportamiento de la permeabilidad de los suelos en la naturaleza. Las características de los suelos de la cortina se muestran en la Tabla 2.

A partir del ensayo de granulometría se obtuvieron las curvas granulométricas mostradas en la Figura 2.

Para obtener las humedades de compactación de las muestras remoldeadas se realizó el ensayo Proctor Estándar, obteniéndose los resultados que se muestran en la Figura 3. El remoldeo se realizó para la rama húmeda de

la curva de compactación resultante.

Tabla 2: Características de los suelos de la cortina

Características de los suelos de la cortina	Suelo A	Suelo B	Suelo C
Peso unitario húmedo γ , kN/m ³	19.50	17.52	16.67
	18.53	14.75	14.03
Gravedad específica, G_s	2.82	2.72	2.72
Ángulo de fricción interna efectivo ϕ' , °	14.5	33.4	22
Cohesión efectiva c' , kPa	49.6	3.4	29
Permeabilidad saturada horizontal k_x , m/s	$4.80 \cdot 10^{-8}$	$1.03 \cdot 10^{-7}$	$8.00 \cdot 10^{-8}$
Módulo de elasticidad E , MPa	23	20	22
Índice de compresibilidad volumétrica M_v , 1/kPa	$9.80 \cdot 10^{-5}$	$8.47 \cdot 10^{-4}$	$1.00 \cdot 10^{-5}$
Coefficiente de Poisson μ	0.33	0.33	0.33

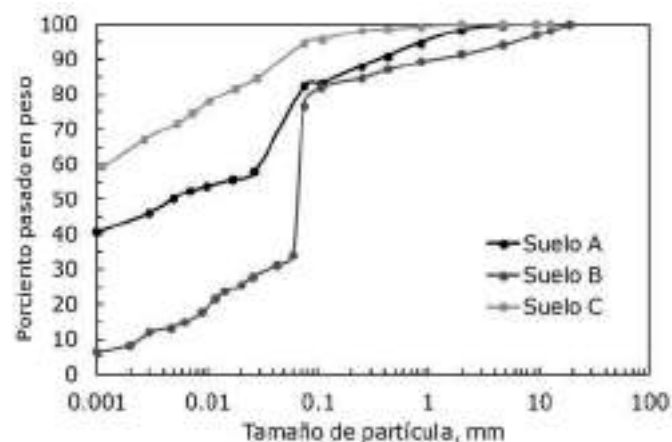


Figura 2: Curvas granulométricas de los suelos (Tristá, 2015; Rodríguez, 2017)

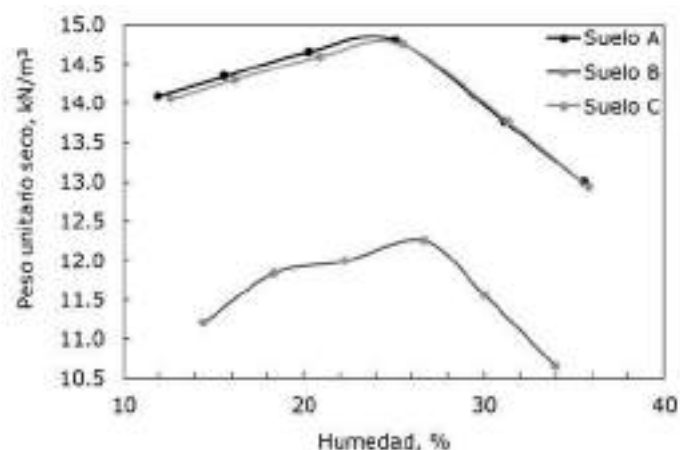
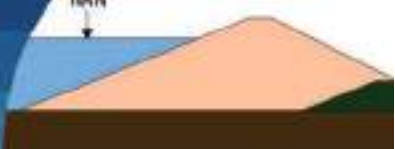


Figura 3: Curvas de compactación obtenidas en los ensayos Proctor Estándar (Tristá, 2015; Rodríguez, 2017)



En la cimentación se utilizarán tres suelos arenosos de clasificación SC (arena arcillosa) como se muestra en la Tabla 3, esto posibilitará establecer cinco combinaciones.

Tabla 3: Características de los suelos de la cimentación

Características de los suelos de la cimentación	C ₁	C ₂	C ₃
Peso unitario húmedo γ , kN/m ³	17.5	18.5	19.5
Ángulo de fricción interna ϕ' , °	35	37	39
Cohesión c' , kPa	10	15	20
Permeabilidad saturada horizontal k_x , m/s	10^{-6}		
Módulo de elasticidad E , MPa	65	75	85
Índice de compresibilidad volumétrica M_v , l/kPa	10^{-5}		
Coefficiente de Poisson μ	0.4		

En el drenaje se considera una grava de alta permeabilidad, según lo planteado por Coduto (2001) y Das (2001) como se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4: Características del drenaje

Peso unitario húmedo γ , kN/m ³	21
Ángulo de fricción interna ϕ' , °	40
Cohesión c' , kPa	0
Permeabilidad saturada k , m/s	10^{-3}
Módulo de elasticidad E , MPa	18
Índice de compresibilidad volumétrica M_v , l/kPa	10^{-5}
Coefficiente de Poisson μ	0.27

En las Figuras 4a y 4b se muestran las curvas características correspondientes al suelo A, obtenidas por el método del papel de filtro para un grado de compactación de 95 y 100% del peso unitario seco máximo γ_{dmax} obtenido en el ensayo Proctor Estándar (Rodríguez, 2017).

En las Figuras 5a y 5b se muestran las curvas características correspondientes al suelo B, obtenidas por el método del papel de filtro para un grado de compactación de 80 y 95% de γ_{dmax} obtenido en el ensayo Proctor Estándar (Tristá, 2015).

En las Figuras 6a y 6b se muestran las curvas características correspondientes al suelo C, obtenidas por el método del papel de filtro para un grado de compactación de 80 y 95% de γ_{dmax} obtenido en el Proctor Estándar (Tristá, 2015).

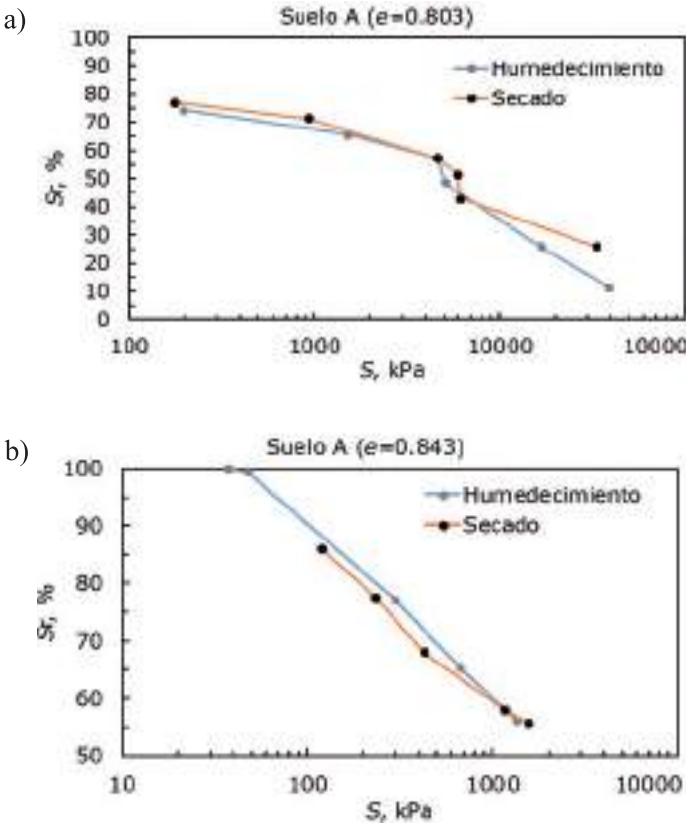


Figura 4: Curva característica del suelo A con: a) razón de vacíos $e = 0.803$ compactada con una humedad de 23% y b) con $e = 0.843$ compactada con una humedad de 27% (Rodríguez, 2017)

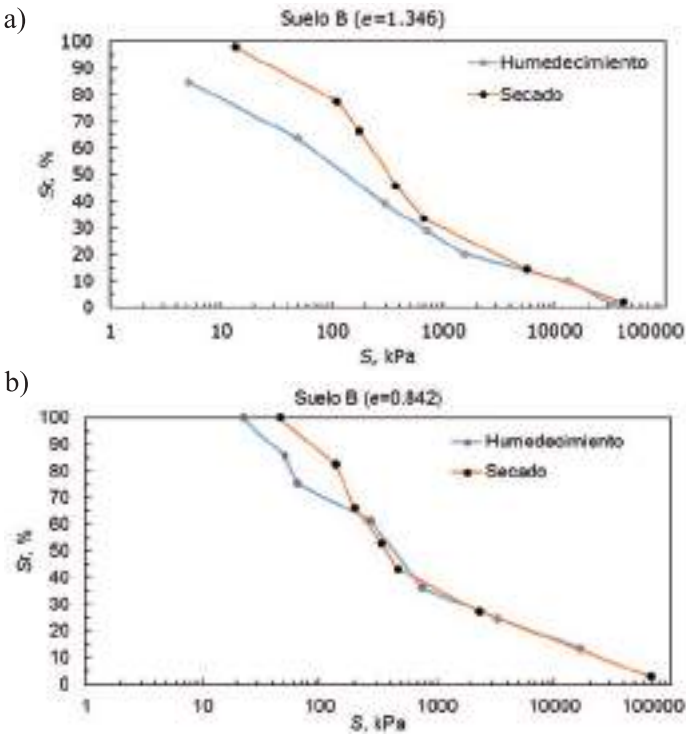


Figura 5: Curva característica del suelo B con: a) $e = 1.346$ compactada con una humedad de 26% y b) con $e = 0.842$ compactada con una humedad de 30% (Tristá, 2015)

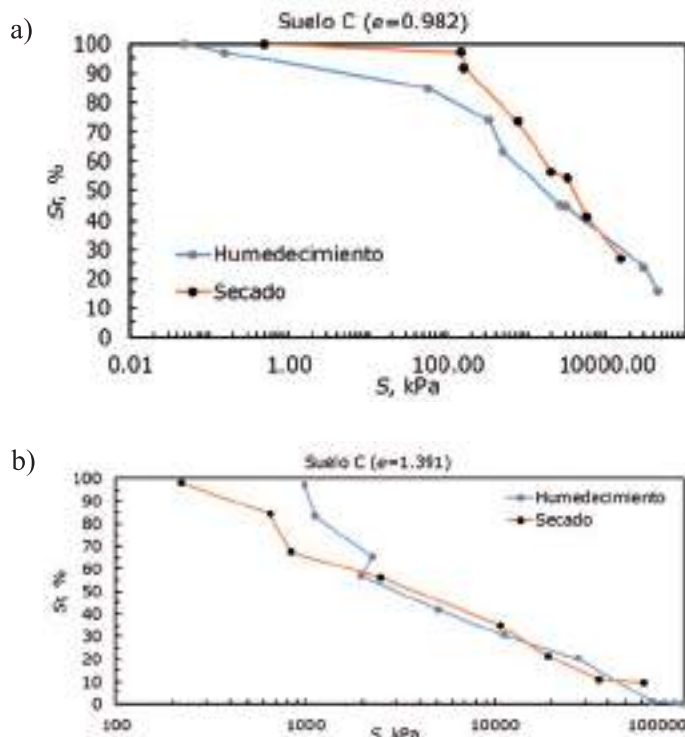
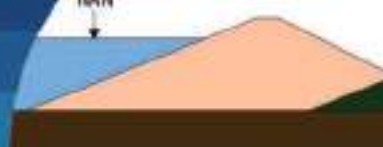


Figura 6: Curva característica del suelo C con: a) $e = 0.982$ compactada con una humedad de 27% y b) con $e = 1.391$ compactada con una humedad de 30% (Tristá 2015)

Los deslizamientos en una presa de tierra están vinculados directamente al nivel de agua que tenga la misma en función del momento en el que estos se produzcan. En esta investigación se analizan los estados de: final de la construcción y durante la operación bajo diferentes condiciones de saturación de los suelos de la cortina. Los niveles de agua se muestran en las Figuras 7a y 7b.

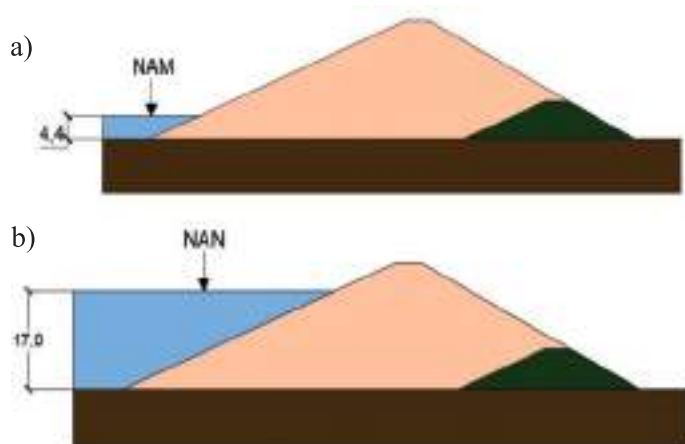


Figura 7: a) Final de la construcción con el nivel de aguas muertas y b) operación con el nivel de aguas normales

Resultados y discusión

Se parte de obtener en el SIGMA/W la malla más adecuada para cada modelo sin considerar la presencia de agua dentro del embalse ni la succión, por lo que el grado de compactación del material de la cortina será patente sólo por la modificación del peso específico húmedo del suelo de la cortina para cada caso. A partir de esta calibración se obtuvieron los resultados para los tres suelos con las tres cimentaciones, para un total de 9 combinaciones. De forma general, según los valores de asentamientos y esfuerzos máximos en la corona se plantea una distribución de malla de elementos finitos conformada por cuadrados y triángulos con 0.6 m de longitud, mostrada en la Figura 8.

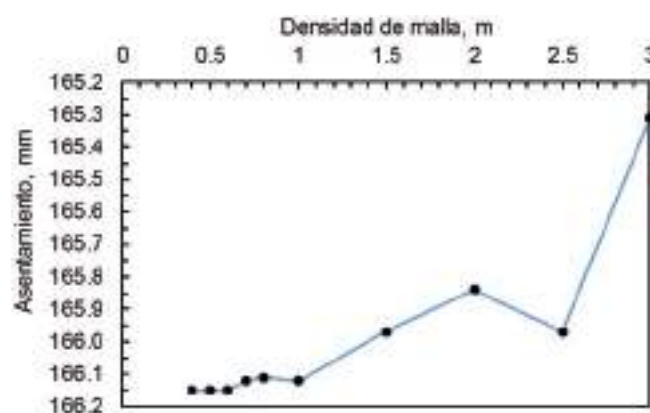


Figura 8: Calibración de la malla de elementos finitos en función de los asentamientos

En cuanto a los asentamientos totales que se producen en la cortina de la presa, para la densidad de malla de 0.6 m con cada grado de compactación (G_c) analizados, son los que se muestran en las Figuras 9, 10 y 11, para cada suelo considerado.

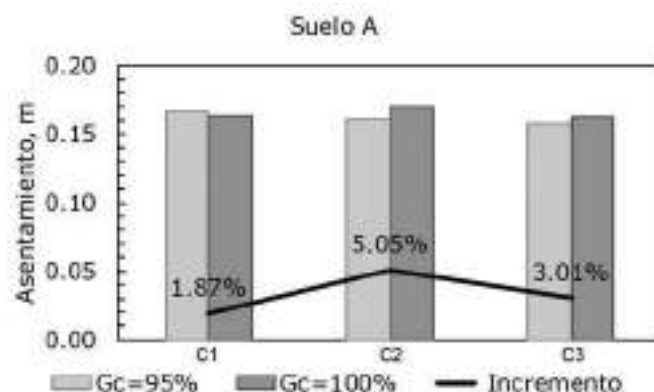


Figura 9: Asentamientos e incrementos del factor de seguridad para el suelo A compactado con 95 y 100% del peso unitario máximo alcanzado en el ensayo Proctor Estándar

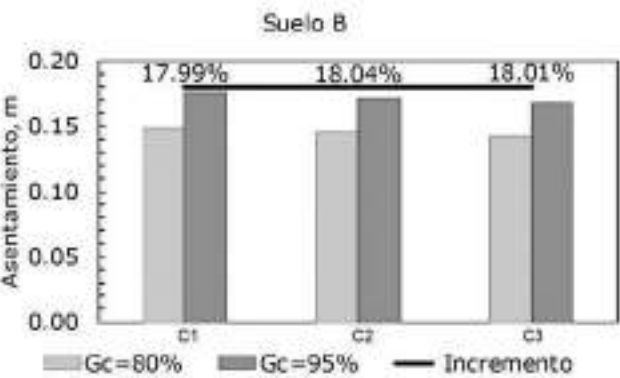
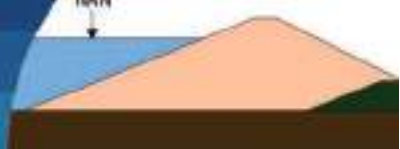


Figura 10: Asentamientos e incrementos del factor de seguridad para el suelo B compactado con 80 y 95% del peso unitario máximo alcanzado en el ensayo Proctor Estándar

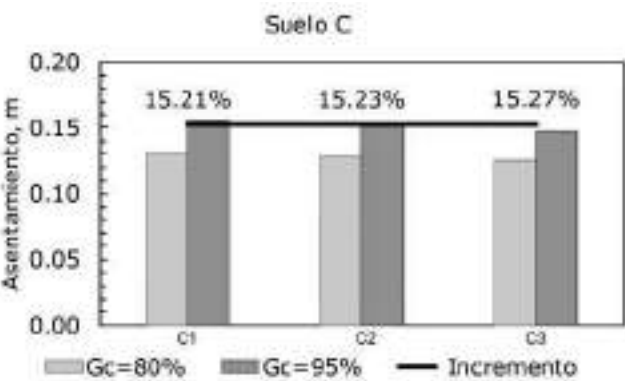


Figura 11: Asentamientos e incrementos del factor de seguridad para el suelo C compactado con 80 y 95% del peso unitario máximo alcanzado en el ensayo Proctor Estándar

Se observa en las Figuras 9, 10 y 11 que el incremento en los asentamientos es de 5% para el suelo A, donde se han utilizado pesos unitarios correspondientes al 95 y 100% del grado de compactación, mientras que para el suelo B existen incrementos de hasta 18% y para el suelo C de 15%, donde las energías de compactación varían entre el 80 y el 95%.

En el proceso de compactación de suelos influye la humedad de compactación, tipo de suelo, método de compactación que depende de la granulometría, volumen de suelo compactado y energía de compactación (Juárez y Rico, 1996; Llique, 2015). Según Llique (2015) el contenido de humedad es importante durante la compactación, ya que depende de la cantidad de agua en la masa del suelo para que las partículas y grupo de partículas minerales puedan reordenarse bajo una determinada energía de compactación, además, condiciona las propiedades del suelo.

Cada suelo puede tener varias curvas características, en correspondencia con el grado de compactación con el

que se ensaye el mismo. En esta investigación se analiza la independencia de la curva de conductividad hidráulica del grado de compactación alcanzado en la cortina de la presa. Los resultados alcanzados para el estado de final de la construcción se muestran en las Figuras 12, 13 y 14 para cada suelo.

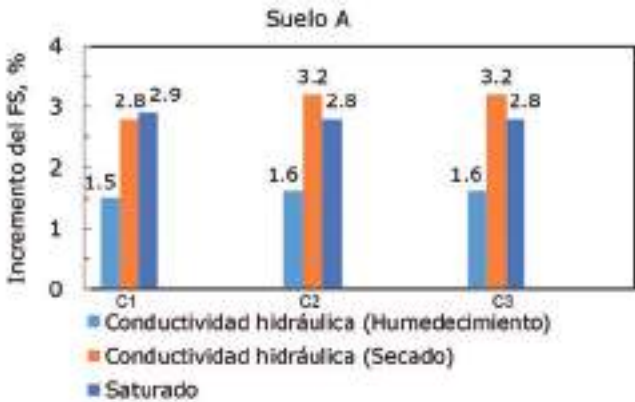


Figura 12: Incremento porcentual del factor de seguridad FS del suelo A al final de la construcción, compactado con 95 y 100% del peso unitario máximo alcanzado en el ensayo Proctor Estándar

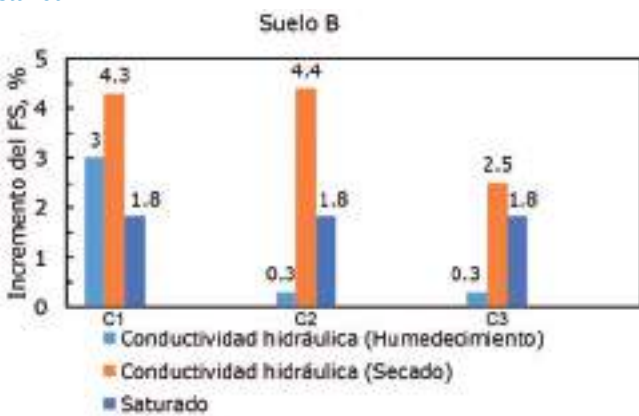


Figura 13: Incremento porcentual del factor de seguridad FS del suelo B al final de la construcción, compactado con 80 y 95% del peso unitario máximo alcanzado en el ensayo Proctor Estándar

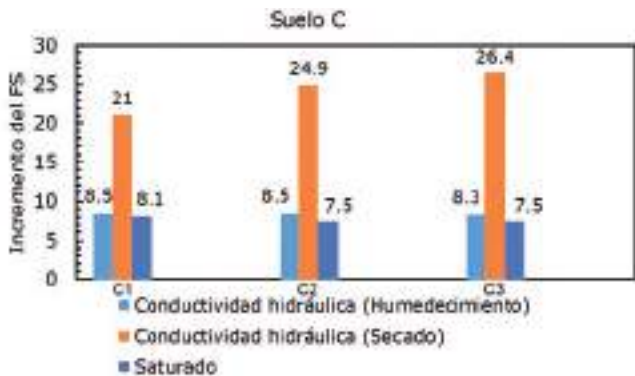
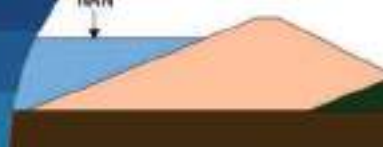


Figura 14: Incremento porcentual del factor de seguridad FS del suelo C al final de la construcción, compactado con 80 y 95% del peso unitario máximo alcanzado en el ensayo Proctor Estándar



Como se observa en las Figuras 12, 13 y 14, para los suelos A y B no existe un incremento significativo (mayor que el 5%) del factor de seguridad FS, al analizar la succión con curvas de conductividad hidráulicas obtenidas para distintos grados de compactación. Para el suelo C, por el contrario, existen incrementos del factor de seguridad de hasta 26%. Por lo tanto, los valores de cohesión y ángulo de fricción interno efectivos, vinculados al grado de compactación, afectan directamente el factor de seguridad. De forma general, las mayores dispersiones se observan para los suelos cuyos grados de compactación se encuentran entre 80 y 95%.

Los resultados correspondientes para todos los casos, en el estado de operación de la presa se muestran en las Figuras 15, 16 y 17.

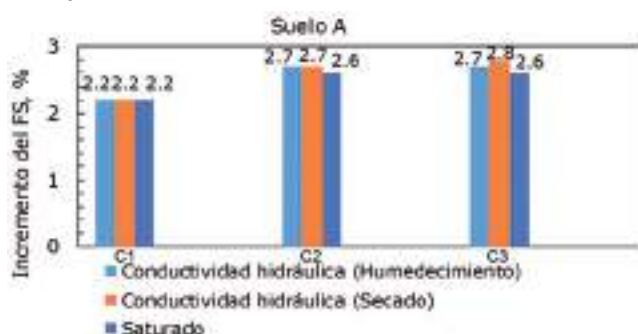


Figura 15: Incremento porcentual del factor de seguridad FS del suelo A en operación, compactado con 95 y 100% del peso unitario máximo alcanzado en el ensayo Proctor Estándar

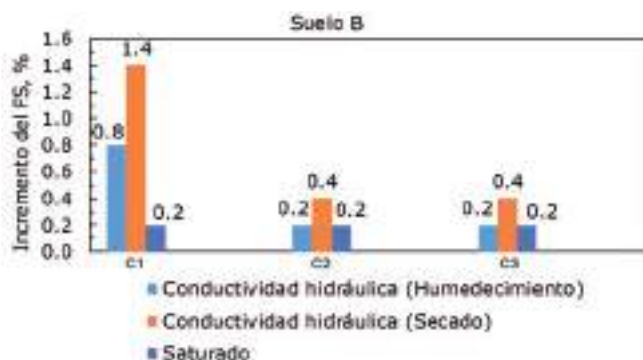


Figura 16: Incremento porcentual del factor de seguridad FS del suelo B en operación, compactado con 80 y 95% del peso unitario máximo alcanzado en el ensayo Proctor Estándar

Se observa en las Figuras 15, 16 y 17, al igual que para el caso al final de la construcción, que para los suelos A y B no existe, de manera general, un incremento significativo (mayor que el 5%) del factor de seguridad FS, al analizar la succión con curvas características obtenidas para distintos grados de compactación. Sin embargo, para el suelo C existen incrementos superiores al 5%.

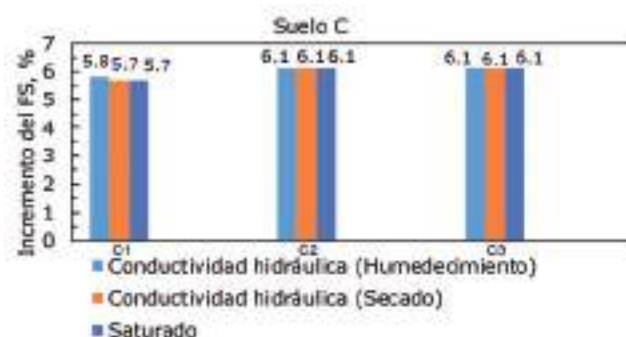


Figura 17: Incremento porcentual del factor de seguridad FS del suelo C en operación, compactado con 80 y 95% del peso unitario máximo alcanzado en el ensayo Proctor Estándar

Luego de analizados todos los resultados y viendo la variación entre ellos, el resto de la investigación se expone a partir de los resultados correspondientes al 95% de grado de compactación, dado que para las presas de tierra siempre se proyecta una compactación superior al 90% del Proctor Estándar. El incremento porcentual entre los factores de seguridad en estado parcialmente saturado, respecto al estado saturado, se muestran en las Figuras 18 y 19 para las nueve combinaciones estudiadas.

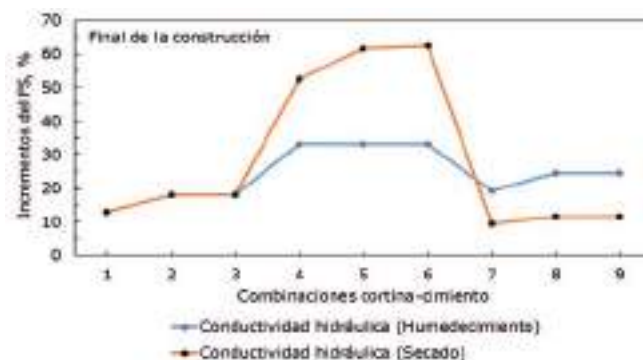


Figura 18: Incrementos del factor de seguridad FS entre los estados saturado y parcialmente saturado al final de la construcción para las nueve combinaciones cortina-cimiento planteadas

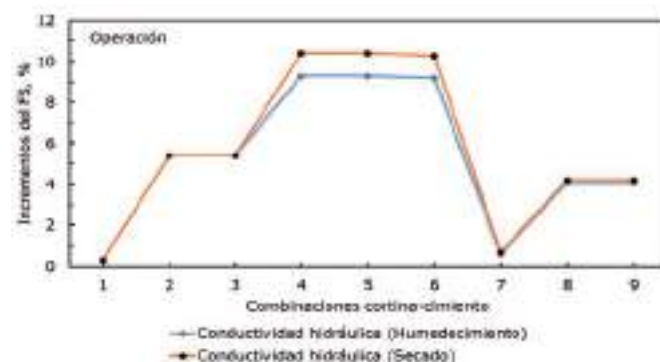


Figura 19: Incrementos del factor de seguridad FS entre los estados saturado y parcialmente saturado en operación para las nueve combinaciones cortina-cimiento planteadas

En las Figuras 18 y 19 se exponen incrementos entre un 12 y un 60% para el análisis al final de la construcción, estos datos muestran una amplia dispersión pues, aunque los tres suelos presentan clasificación CH, los valores de cohesión y ángulo de fricción interno son muy variables entre un suelo y otro. Para el análisis en operación, los incrementos se reducen significativamente, quedando entre un 0.3 y un 10%, dado que aumenta el volumen de suelo saturado en todos los casos. En ambos estados de carga, el suelo que presenta los mayores incrementos es el suelo B, que es el caso donde la cohesión es menor y al ángulo de fricción interna es mayor.

Conclusiones

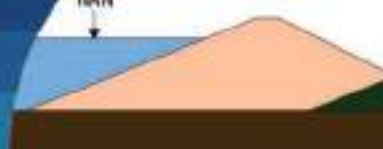
Los asentamientos generales que se producen en la cortina de la presa oscilan entre 12 y 17 cm, lo que es subsanado durante el proceso de construcción de la obra. Cuando el suelo es compactado con pesos unitarios secos γ_d entre 95 y 100% del grado de compactación del Proctor Estándar no existen incrementos significativos de los asentamientos. Sin embargo, cuando las energías de compactación varían entre el 80 y el 95%, estos incrementos aumentan significativamente.

Para los estados de final de la construcción y operación existen variaciones superiores al 5% para algunas de las combinaciones analizadas al considerar la influencia de la compactación, a partir de la relación de vacíos e , con los valores de succión en cada caso. A partir de estos resultados puede establecerse que, aunque un mismo suelo tiene tantas curvas características como grados de compactación deseen analizarse, en el caso de las presas de tierra con suelos parcialmente saturados, se recomienda utilizar aquellas curvas características experimentales o sus modificaciones, que hayan sido obtenidas para valores de compactación superiores al 95% del Proctor Estándar.

En el análisis de la estabilidad, resulta significativo considerar el estado de carga en el que se encuentra la presa en el momento del análisis. En los resultados obtenidos se observa que, al incluir la curva de conductividad hidráulica del suelo, el estado de final de la construcción presenta valores superiores al 10% en todos los casos, mientras que, en operación, estos incrementos se reducen a menos del 5%, lo que puede definir la inclusión o no de las leyes de la mecánica de suelos parcialmente saturado en la obtención del factor de seguridad en la estabilidad de taludes en presas de tierra.

Referencias

- Alanís, A.O. (2012). *Deformación volumétrica en suelos no saturados*. Tesis de doctorado, Universidad Autónoma de Querétaro, México
- Armas, R. y Horta, E. (1987). *Presas de Tierra*. Ingeniería Hidráulica. Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría (Cujae), La Habana, Cuba
- Coduto, D.P. (2001). *Foundation Design: Principles and Practices*. Second Edition, Prentice Hall, USA
- Das, B.M. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Thomson Learning, México
- Fredlund, D.G. (2003). *Implementación de la mecánica del suelo parcialmente saturado en la práctica de la ingeniería geotécnica*. Editorial Litoimpresos, Medellín, Colombia
- Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley and Sons, New York, USA
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. and Widger, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal* 15(3), 313-321
- Juárez, E. y Rico, A. (1996). *Mecánica de Suelos*. Tomo 1: Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Limusa, México
- Llique, R.H. (2015). *Influencia de la humedad de compactación en el comportamiento volumétrico de los suelos arcillosos*. Tesis de doctorado, Universidad Nacional de Trujillo, México
- Mendoza Promotor, J.A. (2018). *Influencia de las propiedades no saturadas del suelo en los análisis numéricos de flujo de agua y estabilidad de taludes*. Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México
- Moffat, R. (2015). Aplicación de un modelo hidromecánico de erosión interna asociado al esfuerzo en la fracción fina del suelo. *Obras y Proyectos* 17, 39-44
- Molina, S., Álvarez, O. y González Y. (2017). Análisis y solución de la patología en presas de Cuba: Estado del arte. II *Foro Internacional de Control de la Calidad y Patología de las Construcciones COPACON*, La Habana, Cuba
- Musso, J. y Suazo, G. (2019). Determinación de la curva de retención de agua para relaves multimetálicos de la industria minera de Chile. *Obras y Proyectos* 25, 22-29



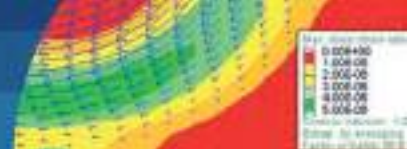
Rodríguez, C.M. (2017). *Evaluación del comportamiento tenso-deformacional en suelos parcialmente saturados con problemas de inestabilidad volumétrica*. Tesis de maestría, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Cuba

Sanhueza, C. y Rodríguez, L. (2012). Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de la Construcción* **12**(1), 17-29

Tristá, J.G. (2015). *Estudio del comportamiento tenso-deformacional de suelos parcialmente saturados en Cuba*. Tesis de doctorado, Universidad Central Marta Abreu de las Villas e Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Cuba

van Genuchten, M.Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal* **44**(5), 892 – 898

Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E. and Clifton, A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal* **33**(3), 379-392



Influencia de la morfogénesis en la estabilidad de laderas

Influence of morphogenesis on the stability of slopes

Fecha de entrega: 14 de febrero 2019

Fecha de aceptación: 4 marzo 2020

Juan Camilo Pineda y Carlos Eduardo Rodríguez

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia, Carrera 30 No. 45-03, Bogotá D.C., Colombia,

jucpinedasi@unal.edu.co, cerodriguezpi@unal.edu.co

La estabilidad de las laderas es definida por factores intrínsecos (geológicos, geomorfológicos, hidrogeológicos y geotécnicos) y exógenos (lluvias y sismos), que al analizarse y relacionarse correctamente permiten comprender los procesos de inestabilidad y dar soluciones ingenieriles de intervención. Se evalúa la influencia de la morfogénesis, como componente de la geomorfología, en las condiciones de estabilidad mediante modelación numérica, analizando el estado de esfuerzos, el factor de seguridad y los mecanismos de falla para los ambientes estructural, denudaciones y fluvial. Al comparar los resultados con modelos numéricos de laderas en condición geostática se concluye que la magnitud y dirección de los esfuerzos en las laderas depende de los procesos de carga y descarga durante su origen.

Palabras clave: morfogénesis, procesos geomorfológicos, esfuerzos, factor de seguridad.

Slope stability is defined by intrinsic factors (geological, geomorphological, hydrogeological and geotechnical) and exogenous factors (rains and earthquakes), that when analyzed and correlated correctly allow to understand the instability processes of the slope to give engineering solutions of intervention. The influence of morphogenesis, as a component of geomorphology, is evaluated in the stability conditions with numerical models, analyzing the stress state, the safety factor and the failure mechanisms for the structural, denudation and fluvial environments. When comparing the results with numerical models of slopes in a geostatic condition, it is concluded that the magnitude and direction of the stress on the slopes depends on the loading and unloading processes during their origin.

Keywords: morphogenesis, geomorphological processes, stress, safety factor

Introducción

La geomorfología constituye una herramienta fundamental para poder evaluar y proyectar el comportamiento de los terrenos, y su interrelación con obras de infraestructura. A partir de la modelación numérica de los procesos de formación geomorfológicos, se puede evaluar su influencia en la estabilidad de las laderas representando el historial de esfuerzos generado durante la formación del relieve. Las diferentes geoformas son consecuencia de la interacción de la corteza con diferentes agentes geomorfológicos, que producen en el relieve procesos de carga y descarga que lo moldean. Los agentes y procesos geomorfológicos dependen de las condiciones geológicas y climáticas locales, características que son agrupadas en ambientes geomorfológicos. Se realiza una modelación numérica para los ambientes estructurales, denudacionales y fluviales en

el programa de diferencias finitas FLAC 2D, aplicando modelos elastoplásticos, con una ley de plasticidad tipo Mohr-Coulomb, asociado con una ley de ablandamiento por deformación. A partir del análisis y validación de los resultados de los modelos de procesos geomorfológicos, se estudia una ladera en particular, comparando los resultados con un modelo de una ladera de igual geoforma pero en condición geostática. Los parámetros de análisis y comparación son: el factor de seguridad FS y la magnitud y dirección de los esfuerzos.

Modelaciones previas

Los investigadores han utilizado varios modelos numéricos para analizar la evolución tectónica de las zonas de subducción oceánica que buscan representar el empuje de la litosfera, de la corteza inferior, de la corteza superior

y en una segunda fase el cabalgamiento entre placas de la corteza superior. La reología comúnmente utilizada es un modelo viscoso dependiente de la temperatura, y, en menor manera, modelos elástico-plásticos (e.g. Sobolev y Babeyko, 2005). Las modelaciones realizadas por Platt (1986) y por Willet *et al.* (1993) utilizaban modelos de cinturones de empuje y plegado y cuñas de acreción, asumiendo una deformación friccional-frágil modelados con reologías perfectamente plásticas o con un criterio de falla tipo Mohr-Coulomb. Posteriormente los modelos fueron desarrollados para explicar la evolución completa del proceso orogénico y las capas que lo componen (litosfera, corteza superior e inferior), en los cuales fue necesario incluir reologías que representaran las deformaciones dúctiles que controlan el comportamiento de las capas viscosas.

Los procesos superficiales de erosión y sedimentación no son considerados en la mayoría de las investigaciones, debido a que estos procesos no impactan significativamente en la formación y propagación de las zonas de corte, pero pueden influir significativamente en su orientación, espaciamiento y evolución (Jaquet *et al.*, 2018). Jaquet *et al.* (2018) elaboraron un modelo de elementos finitos con comportamiento viscoplástico dependiente de la temperatura con una función de re-enmallado cada vez que un ángulo de cualquier elemento triangular fuera menor de 30.5° . El modelo consta de un ancho de 1600 km y un espesor de 125 km incluyendo 20 km de corteza superior, 15 km de corteza inferior y 90 km de manto. Se realiza el acortamiento lateral, por medio de la aplicación de un desplazamiento en ambos costados, y se permite el deslizamiento en la frontera inferior. Ellos concluyen que los esfuerzos generados durante el equilibrio isostático no son relevantes al compararlos con los esfuerzos compresionales generados por el acortamiento de la litosfera.

Para este ambiente de formación, se han realizado modelaciones a menores escalas espaciales, localizadas en zonas de estudio específicas y de espesores del orden de 3 a 5 km. Estos son conocidos como modelos de empuje tectónico o modelos de plegamiento por empuje, los cuales representan la compresión de las placas tectónicas fuera de la zona de subducción u obducción, donde se presenta la aplicación de esfuerzos de compresión a una escala menor, en las zonas llamadas cinturones de plegado y empuje (*fold-and-thrustbelts*). Buiter *et al.* (2006) realizaron una

modelación de un empuje lateral en un material frágil y la compararon con varias modelaciones análogas tipo caja de arena (*sandbox*). En las modelaciones numéricas y en los modelos análogos de comparación, no se evalúa la influencia de la variación de la rigidez de los estratos. La estratificación inicial corresponde a un mismo material granular, con mismas propiedades de elasticidad y de resistencia diferenciado en capas por cambio de color únicamente. Por otro lado, Ellis *et al.* (2004) propone un modelo de acortamiento considerando una variación de resistencia, tomando ángulos de fricción interna con diferencias del orden de 1° a 2° . Este modelo de empuje tectónico se compara con un modelo análogo, donde se hace un análisis detallado de la escala y correspondencia entre los parámetros de ambos modelos para finalmente comparar las secuencias de deformación. Para el modelo análogo 1 km corresponde a 1 cm; y la velocidad de 1 cm/año corresponde a una velocidad de 4.8 cm/hora. Se considera un ángulo de fricción entre la base y las paredes con el material de 28° .

Un modelo de empuje tectónico muy similar fue propuesto por Barnichon (1998), utilizando un material granular, investigó la influencia de la variación de fricción en la base, simulando un modelo análogo desarrollado por Colletta *et al.* (1991). La longitud del modelo es de 20 cm y un espesor de 1.4 cm. Se realizó el empuje en el costado izquierdo del modelo en 5 fases de desplazamiento: 0.3 cm, 1.5 cm, 2.45 cm 3.36 cm y 4.5 cm; y se varió la fricción en la base del modelo de 15° a 25° . Ruh *et al.* (2012) concluyeron que el espesor de la corteza (del modelo) influye también en la generación y separación de las cuñas y zonas de falla. También estudiaron la influencia de la presencia de estratos de menor resistencia durante los procesos de carga tectónica, especialmente en la base del modelo, simulando el deslizamiento de estratos rocosos sobre otros en una zona de falla llamada *décollement* o falla de desprendimiento basal, para este caso de estudio, formada sobre lutitas saturadas o estratos de sal viscosa. La distribución de los estratos de menor resistencia condicionan de manera significativa la evolución estructural de la corteza y la deformación topográfica del relieve; ya que los estratos de menor resistencia favorecen el plegado por encima del fallamiento porque favorecen al deslizamiento flexural (deslizamiento entre los estratos al plegarse). El modelo de Zhang (2014) permite el desplazamiento de la base

del modelo en dirección vertical, dando como resultado deformaciones de levantamiento. Otra forma de modelar los procesos de compresión tectónica, es restringir el desplazamiento horizontal en la base, generalmente hasta la mitad del modelo, o incorporando al modelo una superficie de falla para simular el levantamiento topográfico en zonas de falla inversa o de cabalgamiento (Ford, 2015).

La mayoría de las investigaciones han usado modelos elásto-visco-plásticos con viscosidad dependiente de la temperatura y parámetros de resistencia dependientes de la condición de esfuerzos. Para esta investigación, se proponen modelos elasto-visco-plásticos con parámetros reológicos que no dependen de la temperatura porque la zona de análisis es en la superficie de la corteza. Aunque se realizan modelaciones de escala mayor (modelos de hasta 100 km de profundidad), la condición de esfuerzos que se evalúa es en la parte superficial, donde la temperatura es tan baja que la viscosidad es muy alta y se comporta como un material con reología elásto-plástica tipo Coulomb.

En este trabajo se presenta una modelación numérica para los ambientes estructurales, denudacionales y fluviales en el programa de diferencias finitas FLAC 2D (2011), aplicando modelos elasto-plásticos, con una ley de plasticidad tipo Mohr-Coulomb, asociado con una ley de ablandamiento por deformación. A partir del análisis y validación de los resultados de los modelos de procesos geomorfológicos, se estudia una ladera en particular, comparando los resultados con un modelo de una ladera de igual geoforma pero en condición geostática. Los parámetros de análisis y comparación son: el factor de seguridad FS y la magnitud y dirección de los esfuerzos.

Modelo numérico

Las modelaciones se realizaron en dos dimensiones, utilizando el método por diferencias finitas para simular el comportamiento de los suelos y rocas. El método consiste en el remplazo de las derivadas de las ecuaciones que gobiernan el comportamiento del suelo por expresiones algebraicas escritas en términos de las variables de campo (esfuerzo versus deformación) para puntos discretos en el espacio.

Modelo constitutivo

Se considera que un material presenta un comportamiento plástico cuando está sometido a una carga que produce

deformaciones irreversibles y permanentes. Para estimar las deformaciones plásticas es necesario utilizar la teoría de la plasticidad y modelos elastoplásticos formulados en la mecánica del medio continuo. Los diferentes modelos constitutivos se caracterizan por su función de fluencia, función de endurecimiento/ablandamiento por deformación y su ley de flujo. El modelo constitutivo de fluencia empleado para las modelaciones es el de Mohr-Coulomb. Para un modelo elastoplástico perfecto, la superficie de fluencia no varía cuando es alcanzada por los esfuerzos del material, en cambio para los modelos elastoplásticos de ablandamiento/endurecimiento por deformación, esta no es constante, sino crece o decrece según el modelo como se presenta en la Figura 1. Al modelo constitutivo utilizado se le asocia una ley de ablandamiento por deformación, en la cual la resistencia del material disminuye a medida que se presentan deformaciones plásticas hasta llegar a la resistencia residual.

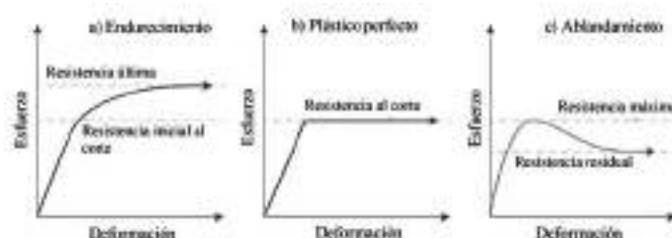


Figura 1: Relación esfuerzo-deformación para modelos elastoplásticos (Sørensen, 2012)

Re-enmallado

Las modelaciones de procesos geomorfológicos son de altas deformaciones y en la mayoría los elementos de la malla presentan altas distorsiones, adicionalmente, estas requieren continuidad de desplazamientos aun después de alcanzar el estado plástico en algunas zonas. Para modelar estas condiciones, es necesario generar una función que, al momento de alcanzar la distorsión de algún elemento, automáticamente genere una nueva malla, zonificando los esfuerzos, velocidades y desplazamientos y de continuidad al análisis. Este tipo de códigos son implementados en los modelos de Ellis (2004), Ruh *et al.* (2012) y Jaquet *et al.* (2018).

Se elaboró un código de programación (FISH) de re-enmallado a partir de la metodología de programación *Automatic rezoning* del manual de FLAC 2D (2011), y

las recomendaciones dadas por Han (2008) para procesos tectónicos. En la Figura 2 se ejemplifica como para un escenario de empuje tectónico, una parte de la malla alcanza una alta distorsión, momento en el cual se genera la rezonificación del modelo teniendo una malla mejor distribuida y conservando la misma condición de esfuerzos.

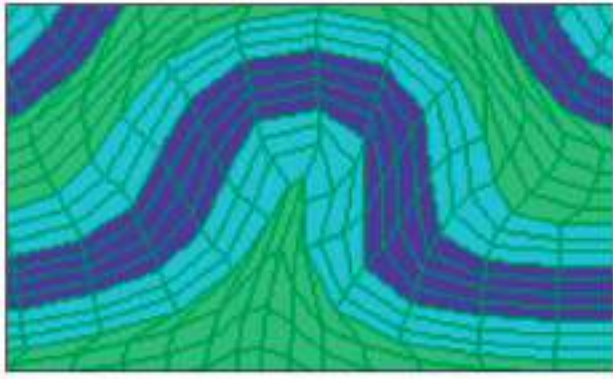


Figura 2: Distorsión de una parte de la malla antes de re-enmallar

Modelación numérica

La Figura 3 presenta el proceso de análisis seguido para el desarrollo de las modelaciones. El paso 1 hace referencia a la revisión y análisis de la bibliografía necesaria para la construcción de los modelos, se define su geometría, estratigrafía y propiedades geomecánicas. En esta etapa del proceso hay mayores incertidumbres relacionadas a la recolección de la información de entrada y en la certeza de las hipótesis asumidas.

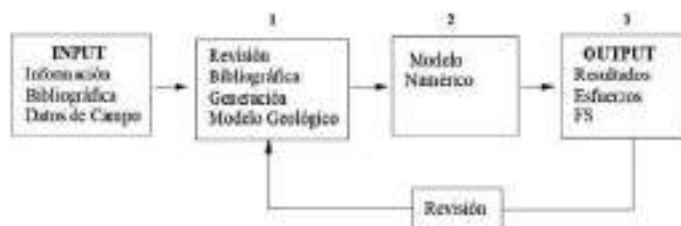


Figura 3: Esquema del proceso de modelación

El paso 2 es la generación del modelo numérico en el software FLAC 2D (2011), ingresando los parámetros determinados anteriormente y estructurando las fases de análisis. En el paso 3 se analizan los resultados de la modelación, donde su validez depende de la efectividad de los pasos anteriores. En caso de que los resultados no presenten congruencia con los conceptos teóricos de la bibliografía o se presenten errores de convergencia, se

deberá volver al paso 1 y verificar los datos ingresados.

Se realiza la modelación de los siguientes ambientes geomorfológicos: estructural (compresión y extensión), denudacional (erosión y fluvial) y un modelo de fases progresivas.

Las escalas temporales se analizan en tasas de desplazamiento y en tasas de erosión. No se considera la estratigrafía detallada ni las fallas geológicas menores. Siguiendo estos criterios se estima que los modelos representarán a gran escala los procesos de carga que se desarrollan durante la morfogénesis, permitiendo observar los cambios en la distribución de esfuerzos en las laderas.

Los resultados son analizados en tres fases. Primero se analiza para la placa tectónica en general la magnitud y la dirección de los esfuerzos principales, el máximo incremento de la deformación cortante y las zonas de plasticidad. En la segunda fase se analiza, para la zona específica de la ladera, la condición de esfuerzos principales y el FS utilizando la metodología de reducción de parámetros de resistencia. Finalmente, se comparan los resultados obtenidos con un modelo de condición de esfuerzos geostática (convencional).

Ambiente estructural Procesos de compresión

Los procesos de carga a compresión generados en un ambiente estructural se analizaron en tres escenarios para diferentes escalas y condiciones de frontera, con el objetivo de simular lo más aproximado las condiciones de tectonismo reales.

• Proceso de subducción

Se modela el proceso de subducción entre la corteza oceánica y la corteza continental responsable de levantamientos topográficos de mayor magnitud. Este consiste en el hundimiento de la corteza oceánica por debajo de la corteza continental, generando una alta presión de contacto entre ambas placas produciendo grandes esfuerzos, fallas y deformaciones. En la Figura 4 se presentan las dimensiones del modelo y los parámetros de los materiales adoptados para el modelo según los criterios de modelación propuestos por Pasupuleti (2016), Jaquet *et al.* (2018), Platt (1986), Sobolev y Babeyko (2005), Willet *et al.* (1993) y Yamato *et al.* (2009).

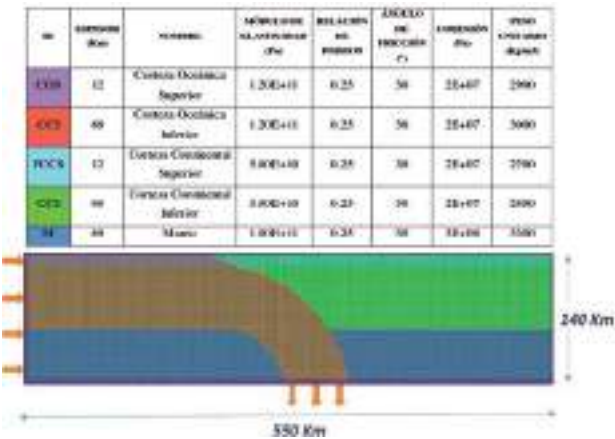


Figura 4: Modelo escenario de subducción

Para validar el modelo se revisaron los resultados para un desplazamiento horizontal de 3, 18 y 34.7 km. En la Figura 5 se presentan las máximas tasas de deformación cortante en la fase final de 34.7 km, indicando las zonas de falla por cortante y de desplazamiento plástico. La orientación del esfuerzo principal es horizontal en la corteza que no presenta falla y vertical en las cuñas de falla.



Figura 5: Zonas de máxima tasa de deformación cortante. Desplazamiento lateral de 34694 m

En la Figura 6 se comparan los resultados numéricos obtenidos de las zonas de falla (color rosa) con las propuestas por Nemcok *et al.* (2013) teniendo resultados consistentes.

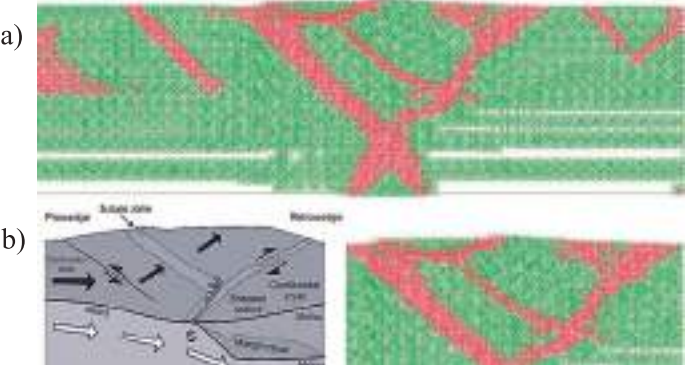


Figura 6: a) Zonas de plastificación: resultado FLAC 2D y b) comparación con zonas propuestas por Nemcok *et al.* (2013)

En la zona donde subyace la corteza oceánica, el modelo representó el levantamiento topográfico de una cadena montañosa, comparable con la cordillera de los Andes, como se observa en la Figura 7. Se presenta la distribución y magnitud del esfuerzo principal mayor, el cual tiene una orientación horizontal en las placas que colisionan y vertical en la superficie de la corteza continental, en la zona posterior a la subducción.



Figura 7: Levantamiento del relieve en zona de subducción

Debido a la escala de magnitud del modelo, los elementos de la malla presentan grandes dimensiones en relación a los demás modelos siendo una limitación para el análisis detallado de la ladera.

• Empuje tectónico-plegamiento

Se modela un empuje tectónico donde los esfuerzos globales son compresivos y el esfuerzo principal mayor está orientado horizontalmente, ambiente en el cual se forman las cadenas montañosas. El perfil estratigráfico utilizado se presenta en la Figura 8. Las dimensiones, estratificación y parámetros de este modelo se trabajaron a partir de las recomendaciones y modelaciones realizadas por Zhang (2014). Barnichon (1998) concluyó que el cambio de rigideces y resistencias en el perfil estratigráfico influye significativamente en la magnitud de los esfuerzos

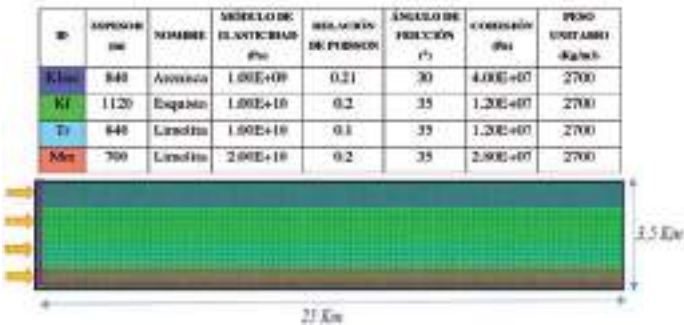


Figura 8: Modelo de empuje tectónico-plegamiento

durante este proceso, por lo cual, se consideraron estratos con parámetros de resistencia y densidades diferentes. En el estrato basal del modelo se considera una resistencia mucho menor a los demás, siendo netamente friccionante, siguiendo el criterio de que el deslizamiento se genera en un estrato débil según Ruh *et al.* (2012).

En la Figura 9 se presenta la tasa máxima del incremento de deformación cortante para un desplazamiento de 2, 2.5 y 3 km. Se observa como se genera la propagación de la superficie de falla y el desplazamiento de la cuña dando forma al relieve. Esta deformación es consistente con la deformación progresiva del relieve que ilustra Barnichon (1998) y los ángulos de falla y deformaciones topográficas son similares a los modelos de Ellis *et al.* (2004).

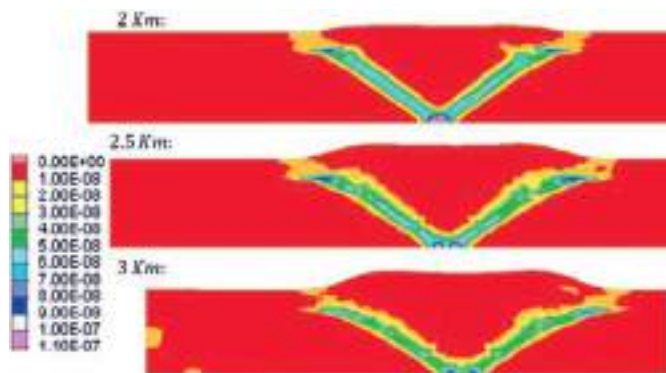


Figura 9: Máxima tasa de deformación cortante para 2, 2.5 y 3 km de desplazamiento

Se analiza en detalle la ladera generada por el levantamiento topográfico, de 840 m de altura y una longitud de 3000 m y se compara con un modelo de mismas condiciones litológicas y topográficas, pero sin considerar la trayectoria de los esfuerzos durante la morfogénesis. Se calculó FS para ambos modelos obteniendo 18.78 para el escenario morfogenético y de 60 para el escenario geoestático, indicando que el escenario que considera la morfogénesis está más cercano a fallar. Sin embargo, los altos factores de seguridad y las tasas de deformación cortante presentadas en la Figura 10, muestran que éste no es un parámetro representativo de comparación ya que se están obteniendo superficies de falla de gran profundidad y por las condiciones de modelación no se representan las fallas a menor profundidad, que son las que se evidencian en campo.

En la Figura 11 se presentan la distribución y magnitud

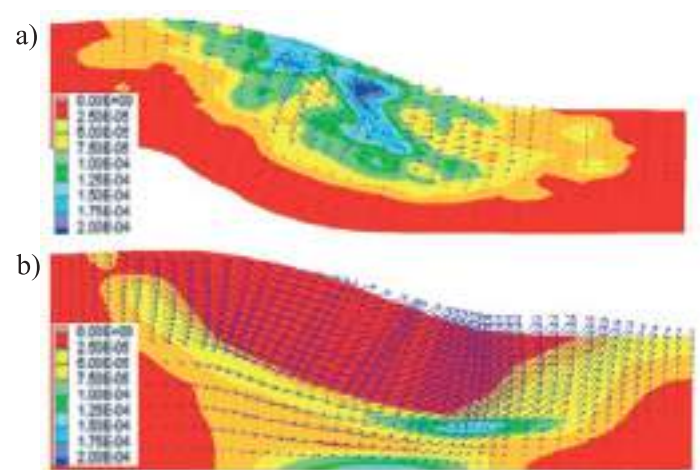


Figura 10: Máximas tasas de deformación cortante en: a) modelo morfogénesis y b) modelo geostático

del esfuerzo principal mayor para ambos escenarios. Se observa la diferencia entre la magnitud de los resultados, donde para el modelo morfogenético se presentan esfuerzos de hasta 500 MPa, comparado con el mayor alcanzado en el convencional de 50 MPa.

El escenario convencional muestra una distribución K_0 de esfuerzos, teniendo un incremento de los esfuerzos principales con respecto a la profundidad de una forma paralela al relieve. Por otro lado, la distribución de los esfuerzos del escenario morfogenético, indica una influencia de la zona de falla. La orientación del esfuerzo principal mayor para ambos escenarios es diferente, visualmente se muestra como los esfuerzos de compresión rigen en el modelo morfogenético, de orientación horizontal comparado con el convencional, la cual es vertical.

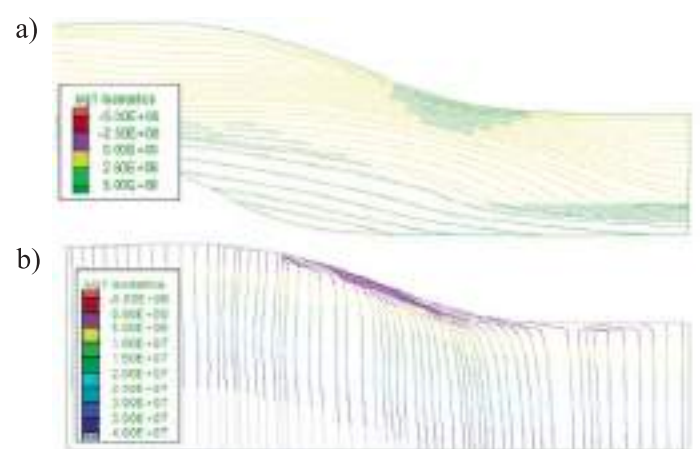


Figura 11: Esfuerzo principal mayor: a) modelo morfogénesis y b) modelo geostático

• Empuje tectónico-cabalgamiento

Se realiza un modelo que represente las zonas de falla inversas donde se producen cabalgamientos entre placas. En este ambiente de formación se producen esfuerzos compresivos que se concentran principalmente en la placa cabalgante y en la zona de contacto. En la zona de flexión de la corteza se asocian esfuerzos de extensión. Se elaboró el modelo a partir del estudio realizado por Ford (2015), quien también implementó el programa Flac 2D, simulando la deformación del relieve en una zona de falla inversa. Se revisaron los criterios de modelación, la estratificación y los parámetros geomecánicos implementados en su investigación y se planteó el perfil estratigráfico de la Figura 12.

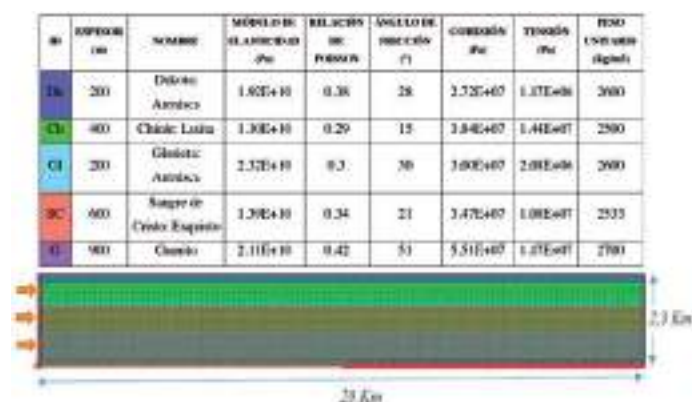


Figura 12: Modelo empuje tectónico-cabalgamiento

A diferencia del modelo de empuje tectónico anterior, se restringe el desplazamiento lateral en la base en la mitad del modelo para generar el cabalgamiento. En la Figura 13 se muestra en color rosa las zonas de plastificación donde se detallan las superficies de falla. La dirección del esfuerzo principal mayor es horizontal presentado una condición de compresión en el material.



Figura 13: Zonas de plastificación para un acortamiento de 3 km

Se analiza en detalle la ladera de 400 m de altura que está en el frente de avance de la falla. La geoforma resultante es de alta pendiente, susceptible a presentar mecanismos de falla de menor profundidad tipo caída de rocas y volcamientos. El FS obtenido para el escenario morfogenético fue de 1.54

y para el convencional de 18.65. Nuevamente se observa una gran diferencia entre los resultados, particularmente el escenario convencional presenta un valor relativamente alto.

En la Figura 14 se presenta la tasa de deformación cortante y los vectores de velocidad, se interpreta el posible mecanismo de falla a partir de estos resultados. Para el escenario convencional, el mecanismo resultante es de tipo rotacional mientras que para el morfogenético se presenta un levantamiento en la pata de la ladera, asociado al cabalgamiento de la cuña de falla.

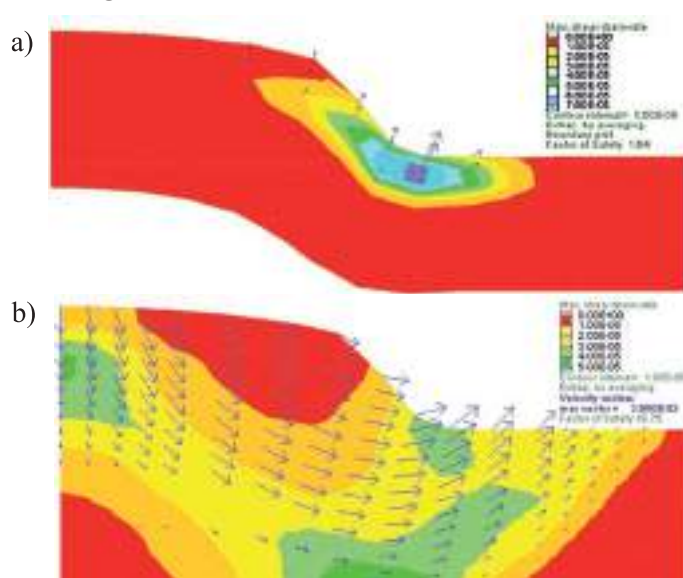


Figura 14: Máxima tasa de deformación cortante en: a) modelo morfogénesis y b) modelo geostático

En la Figura 15 se presenta el esfuerzo principal mayor resultante en ambas modelaciones, donde se observan diferencias significativas en magnitud y dirección especialmente en las zonas de falla. Para el escenario convencional, el esfuerzo incrementa con la profundidad paralelamente a la superficie del relieve; en cambio, para el escenario morfogenético, el incremento varía con respecto a la cercanía de la zona de falla. La orientación del esfuerzo principal mayor es horizontal para el escenario morfogenético mostrando un ambiente compresional, a diferencia del convencional donde es vertical. En el escenario morfogenético, la dirección de los esfuerzos principales en la corona y en la pata de la ladera presentan un comportamiento diferente al que se presenta en el resto del modelo (dirección paralela a la superficie topográfica). Esto se asocia a que el plegamiento y la fuerte pendiente de la ladera genera, en su corona, la tendencia a esfuerzos de tensión.

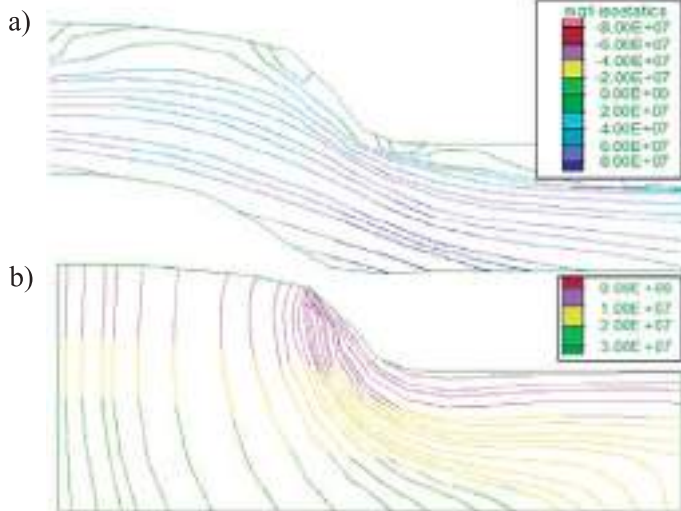


Figura 15: Esfuerzo principal mayor: a) modelo morfogénesis y b) modelo geostático

Procesos de extensión

Los escenarios de extensión tectónica son zonas de divergencia de la corteza terrestre producto de la separación de las placas tectónicas, como los *rift* continentales, valles de extensión, entre otros.

• Valle de extensión-graben

Se realiza la modelación de un valle de extensión, en el cual los esfuerzos debido al tectonismo son principalmente de tensión. Se tomaron como base las investigaciones realizadas por Buitter (2006) y Nagel y Buck (2004). Las dimensiones y parámetros del modelo se presentan en la Figura 16 donde se consideró un espesor de corteza de 35 km y un largo de 25 km. El perfil estratigráfico se planteó considerando los modelos propuestos por Sclater y Célérrier (1987) y Henk y Nemcok (2008), quienes modelan un escenario de extensión tipo graben.



Figura 16: Modelo valle de extensión-graben



Figura 17: Zonas de compresión (azul) y tensión (rojo)

La condición de esfuerzos resultantes se presenta en la Figura 17 en la cual se observa las zonas donde los esfuerzos de tensión son predominantes (color rojo), principalmente en las laderas. La dirección del esfuerzo principal mayor presenta una orientación vertical y el esfuerzo principal menor es negativo en las zonas de tensión.

Este modelo es controlado por esfuerzos de tensión que generan fallas normales e influyen la dirección y magnitud de los esfuerzos principales. Los resultados se diferencian con los modelos tectónicos de compresión (que hacen parte del mismo ambiente geomorfológico) en que los esfuerzos de extensión rigen para el desarrollo de la geoforma.

Se realiza la modelación del escenario convencional y se comparan los factores de seguridad presentados en la Figura 18, donde se obtuvo 36.8 para el escenario morfogenético y 37.3 para el escenario geostático. Estos resultados son bastante similares, a diferencia de los resultados de los escenarios de empuje tectónico analizados previamente. Se concluye que, para el mecanismo de falla resultante la estabilidad global es similar. Sin embargo, al tener valores tan altos se estima de que otros tipos de falla puedan ocurrir y no se estén representando en el modelo por diversos factores tales como la densidad de la malla, el modelo constitutivo utilizado, la variabilidad de parámetros de resistencia, entre otros.

En la Figura 19 se presenta la condición del esfuerzo principal menor para ambos escenarios que tiene una orientación horizontal. La diferencia principal son las magnitudes obtenidas, donde para varias zonas del modelo morfogenético, el proceso de extensión reduce su magnitud, inclusive alcanzando valores negativos (esfuerzos de tensión). Adicionalmente, se observan diferencias en la dirección de los esfuerzos, especialmente en las zonas de falla, en la cual hay una rotación de los esfuerzos para el escenario morfogenético.

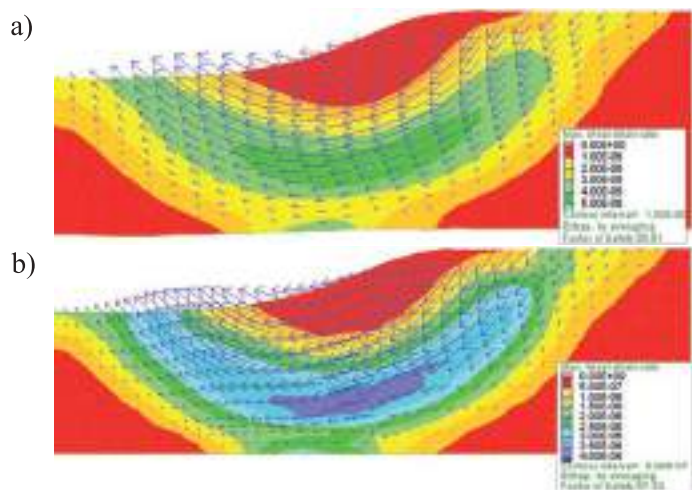


Figura 18: Máxima tasa de deformación cortante en: a) modelo morfogénesis y b) modelo geostático

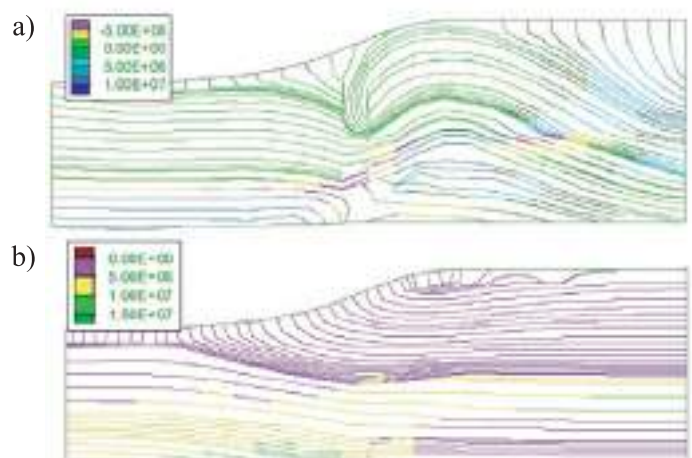


Figura 19: Esfuerzo principal menor: a) modelo morfogénesis y b) modelo geostático

Ambiente denudacional

Procesos de erosión

Debido a eventos climáticos, la superficie de la tierra es sometida a diferentes tipos de alteración, los cuales, sumados a la acción de la gravedad, generan la erosión del material. La morfometría del relieve es altamente influenciada por estos procesos debido a la intensidad y continuidad con que actúan, los cuales se acumulan y actúan simultáneamente junto con otros procesos geomorfológicos (tectónicos y fluviales). Los ambientes donde las geoformas resultantes son el resultado de la acción intensa de estos procesos de erosión se denominan denudacionales. Se realiza la modelación con base a la propuesta esquemática de Abbasi (2014), quien simula los

procesos de compresión tectónica y de erosión de manera simultánea. En la Figura 20 se presentan los parámetros y dimensiones del modelo.



Figura 20: Modelo denudacional

La erosión se modeló considerando la reducción de los parámetros de resistencia del material en los desplazamientos de 2, 4 y 6 km, disminuyendo la cohesión en cada fase en un orden de magnitud de 26.8 MPa a 27 kPa. En la Figura 21 se observa el desarrollo de la zona de falla con respecto al desplazamiento y el incremento de la deformación cortante en las laderas para cada cambio de cohesión, en estas zonas se genera el desprendimiento y depositación del material en su base.

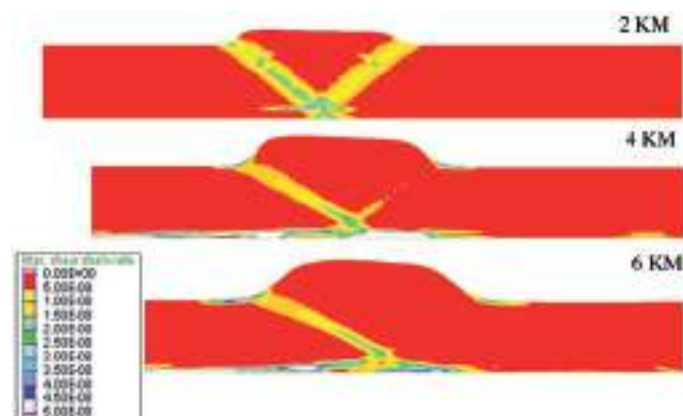


Figura 21: Progresión de la deformación topográfica

Alcanzados 6 km de desplazamiento, se simula un proceso de descarga por erosión intensiva en dos fases, desprendiendo el material superficial del orden de 50 m en cada una. En la Figura 22 se muestra la expansión del material por relajación de esfuerzos durante este proceso.

Se analizó la ladera formada en la zona de avance de la cuña de falla, en el cual se realizaron las fases de desprendimiento, depositación y descarga por erosión. Una limitante en la precisión de los resultados fue la cantidad

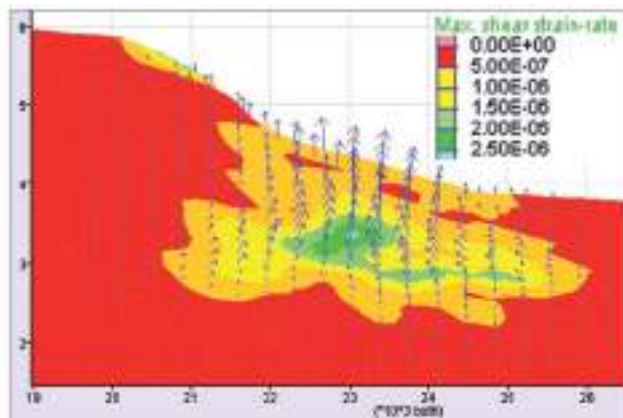


Figura 22: Rebote del material por descarga

de ciclos de re-enmallado utilizados ya que, por la escala del modelo, la interpolación de esfuerzos en cada ciclo pudo presentar errores de convergencia.

El FS obtenido para el escenario morfogenético fue de 1.26 y de 1.29 para el geostático. En la Figura 23 se observan los mecanismos de falla resultantes, los cuales se presentan en la zona superficial de la ladera donde los procesos erosivos actuaron con mayor intensidad. Adicional, se analizaron mecanismos de falla profundos de tipo rotacional, de menor profundidad con respecto a los obtenidos en escenarios de empuje tectónico, siendo más consistentes con los observados en campo. Se obtuvo un FS de 1.26 para el modelo morfogenético y de 1.29 para el convencional.

La magnitud y dirección del esfuerzo principal mayor se presenta en la Figura 24, mostrando una alta semejanza en la magnitud de los esfuerzos del modelo morfogenético en los estratos profundos en comparación con los obtenidos en los escenarios de compresión tectónica. Por otro lado, en las zonas superficiales, especialmente en la mayor parte del cuerpo y corona de la ladera se presenta una dirección de los esfuerzos similar entre los modelos morfogenético y geostático.

Procesos fluviales

En los ambientes fluviales, la forma del relieve es consecuencia de procesos erosionales y de deposición de ríos actuales o pasados. Estos últimos, pudieron ser de gran magnitud e intensidad produciendo en las laderas diferentes ciclos de carga y de descarga. La descarga se debe a la erosión e incisión del río que desprende y transporta el material. Por otro lado, la carga se debe a

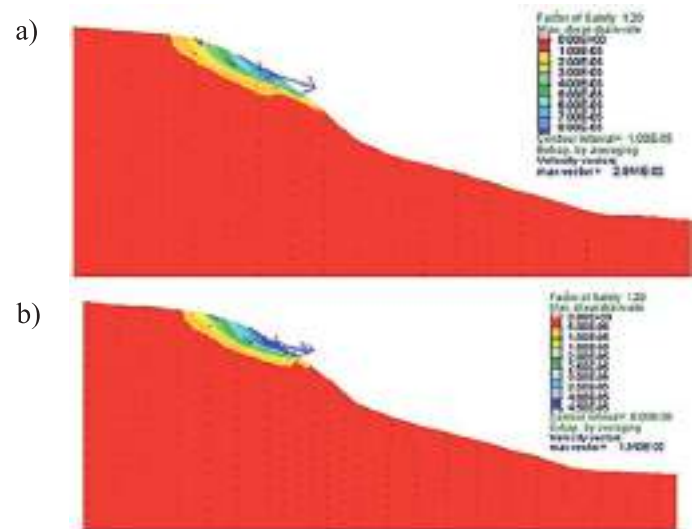


Figura 23: Máxima tasa de deformación cortante en: a) modelo morfogénesis y b) modelo geostático

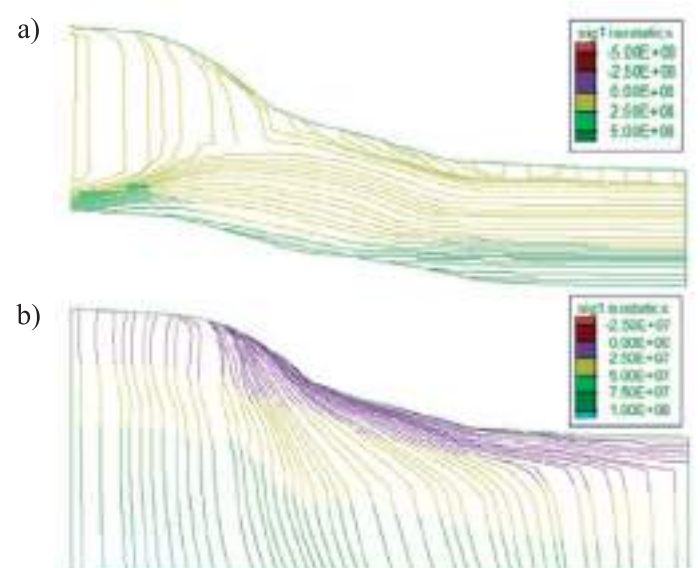


Figura 24: Esfuerzo principal mayor: a) modelo morfogénesis y b) modelo geostático

la deposición del material cuando la fuerza de arrastre del río no es suficiente para seguirlo transportando. Este ambiente es de mayor interés para la ingeniería civil, ya que estas laderas interactúan constantemente con obras de ingeniería y son de una escala espacial relativamente menor a las modeladas previamente. Se realizó el modelo con base a los ciclos de erosión fluvial propuestos por Holmes (1965) para dos ríos cercanos. En la Figura 25 se presenta las dimensiones y propiedades del modelo considerando las diferentes fases de un río desde su juventud hasta su vejez, representadas por las líneas amarillas.

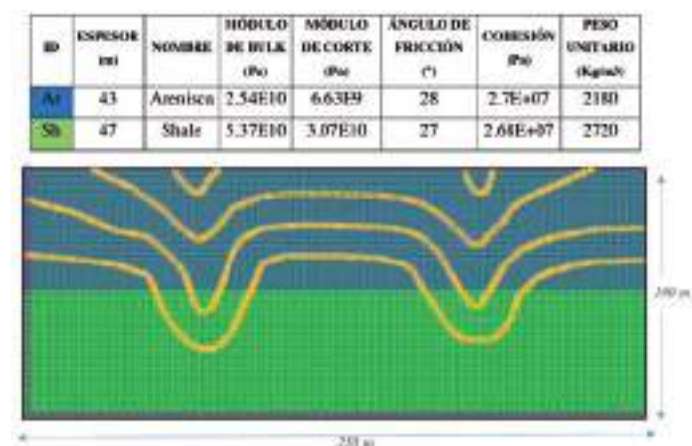


Figura 25: Modelo fluvial

Se modelaron 4 fases de descarga fluvial en las cuales se genera una relajación de esfuerzos del material, presentándose levantamientos o hinchamientos en el lecho del río, con poca intensidad en las primeras fases pero mayor para la descarga final. En esta fase los vectores de velocidad indican un mecanismo de falla tipo ‘rebote’, según la metodología de clasificación de deslizamientos de Hutchinson (1988) como se muestra en la Figura 26.

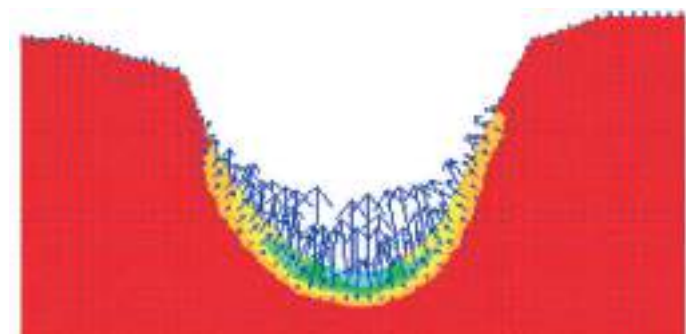


Figura 26: Mecanismo de falla tipo rebote

Los resultados muestran una condición de esfuerzos en la cual el principal mayor es paralelo a la superficie del terreno y se presentan esfuerzos de tracción en la corona de la ladera. En la Figura 27 se muestra el esfuerzo principal menor para los escenarios morfogenético y geostático, donde se observa una similitud en la dirección de los esfuerzos, pero una diferencia en sus magnitudes, siendo las del escenario morfogenético menores, particularmente en la zona de la corona donde son negativos.

En la Figura 28 se presenta la zonificación del estado de esfuerzos en la ladera, en la cual, las marcadas con rojo son condiciones de tensión y las azules de compresión. En

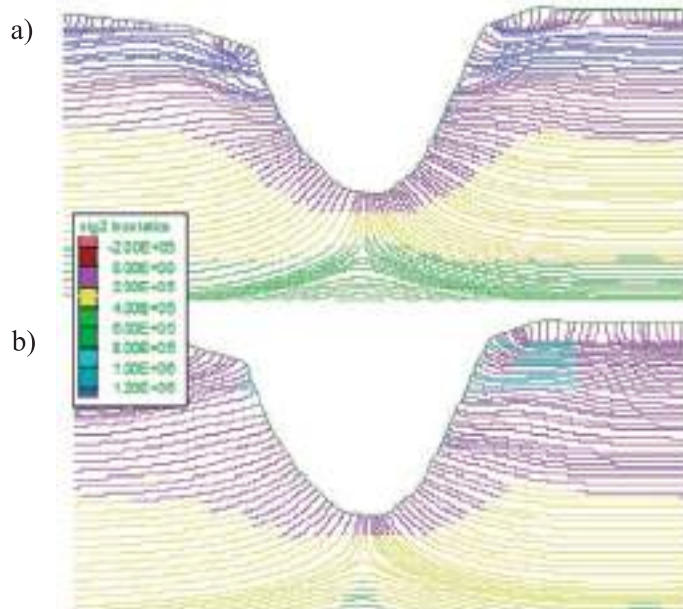


Figura 27: Esfuerzo principal menor: a) modelo morfogénesis y b) modelo geostático

el escenario morfogenético, la condición de esfuerzos es principalmente de tensión tanto en la corona de la ladera como en el cuerpo como resultado de los procesos de descarga, mientras que el convencional presenta zonas puntuales de tensión, asociadas a la pendiente de la ladera.

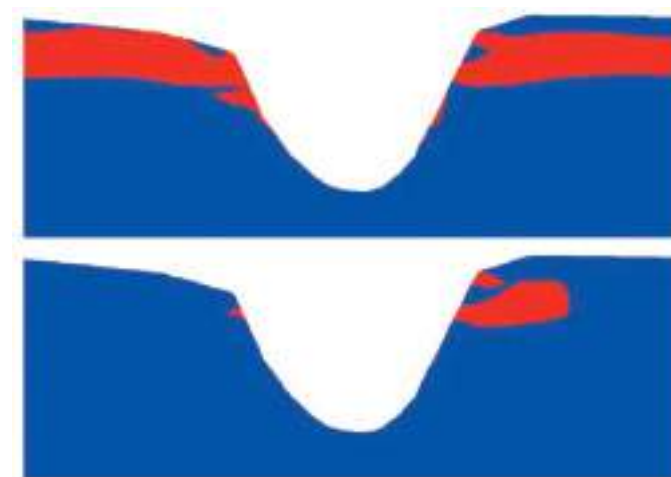


Figura 28: Zonas de compresión (azul) y tensión (rojo)

Los FS obtenidos fueron de 1.31 para el escenario morfogenético y 1.34 para el geostático. En la Figura 29 se ilustran los mecanismos de falla, los cuales dieron fallas compuestas, presentando grietas de tracción en la parte superior de la ladera y mecanismos rotacionales en su base. Las grietas de tracción se asocian a la alta pendiente,

y, particularmente para el escenario morfogenético, al desconfinamiento por procesos de erosión fluvial. Adicional, se observa que los vectores de velocidad son de mayor magnitud para este escenario.

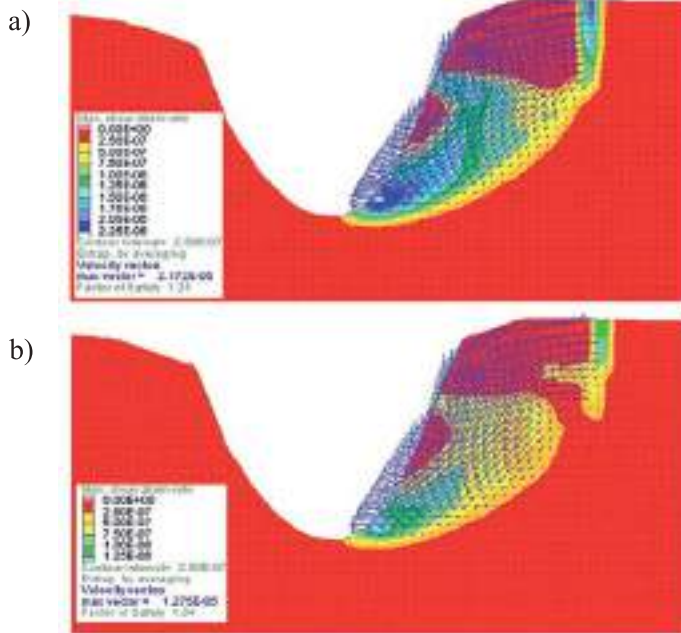


Figura 29: Máxima tasa de deformación cortante en: a) modelo morfogénesis y b) modelo geoestático

Modelo de fases progresivas

La forma del relieve actual es consecuencia de varios procesos geomorfológicos y se requiere un amplio análisis y una correcta interpretación de las evidencias en campo para identificar cuales actuaron sobre la ladera de estudio. Las modelaciones presentadas previamente se realizaron considerando el proceso geomorfológico predominante para cada ambiente, pero generalmente, los diferentes procesos actúan de manera simultánea o consecutiva en distintas intensidades. Para conocer la influencia de esta secuencia de procesos se realiza un modelo de fases progresivas, en el cual, se inicia el levantamiento del relieve por procesos tectónicos compresionales y posteriormente se modelan procesos denudacionales (erosivos y fluviales). En la Figura 30 se presentan las dimensiones y los parámetros del modelo. Se propuso la intercalación de areniscas con *shales* de acuerdo a las modelaciones realizadas por Ruh *et al.* (2012), con el objetivo de observar el plegamiento durante la compresión tectónica.



Figura 30: Modelo de fases progresivas

Fase 1. Compresión tectónica

La primera fase consiste en la compresión tectónica. A diferencia de las modelaciones previamente analizadas, en este caso se continuó con los desplazamientos laterales hasta generar una segunda cuña de falla y así simular un canal natural entre las dos colinas resultantes, para posteriormente modelar procesos fluviales. En la Figura 31 se presenta los resultados del plegamiento para un desplazamiento de 5 km y para uno de 9.4 km.

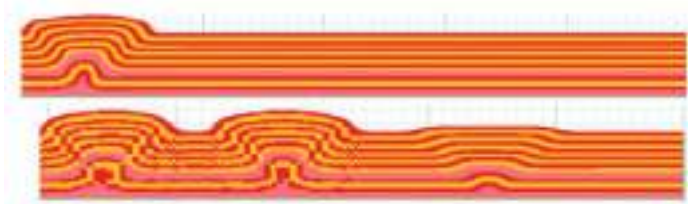


Figura 31: Levantamiento topográfico durante la fase de empuje tectónico

Fase 2. Denudacional-erosión

A partir de la geoforma resultante de la primera fase, se modelan los procesos erosivos en las laderas del canal natural entre las dos montañas formadas. Siguiendo la metodología del modelo de erosión se simula la meteorización del material gradualmente en 5 fases, alcanzando un espesor superficial de 100 m. Se observa que a medida que se degrada el material este se desprende y deposita en la base de la ladera, suavizando el relieve y disminuyendo su pendiente.

Fase 3. Fluvial

En la tercera fase se simula la erosión fluvial realizando una descarga de un espesor de 50 m del material en el lecho del cauce. En la Figura 32 se presenta la morfometría final del modelo, donde se observan escarpes de afloramiento de

roca y en su base un material producto de la depositación. El FS obtenido para la fase final fue de 1.42, menor al obtenido para un escenario geostático (1.58). En la Figura 33 se presenta el mecanismo de falla para ambos escenarios el cual es de tipo traslacional o de flujo de detritos.



Figura 32: Morfometría fase final del modelo progresivo

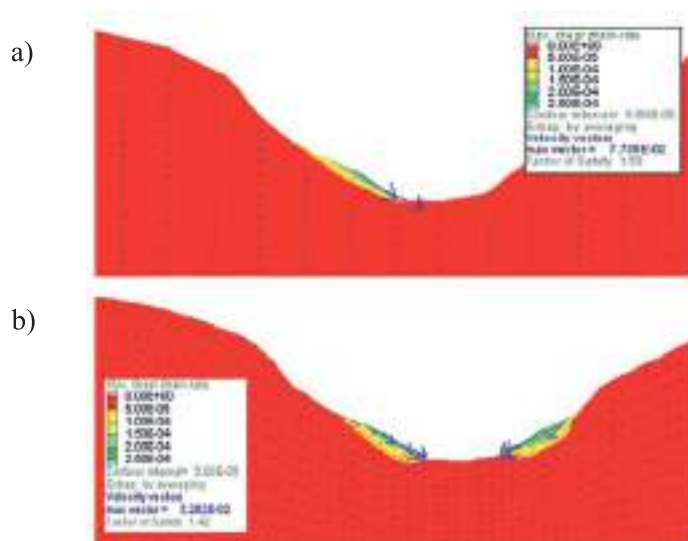


Figura 33: Máxima tasa de deformación cortante en: a) modelo morfogénesis y b) modelo geostático

En la Figura 34 se presenta la condición del esfuerzo principal mayor en la ladera para ambos escenarios, se observa que las magnitudes en el escenario morfogenético es de 2 hasta 10 veces mayor para los estratos profundos y presenta una orientación horizontal en comparación con el escenario convencional. Esta condición se ha presentado en todas las modelaciones de procesos de empuje tectónico. Por otro lado, para las zonas superficiales de la corona de la ladera las magnitudes son más similares. Los esfuerzos resultantes indican que los procesos tectónicos tienen mayor influencia a grandes profundidades que superficialmente, en cambio, en la zona superficial se observa mayor similitud en cuanto a dirección y magnitud de los esfuerzos entre ambos escenarios, siendo los procesos de erosión los

que tiene mayor influencia. Adicional, la zona de falla en el escenario morfogenético influye en la rotación de los esfuerzos principales.

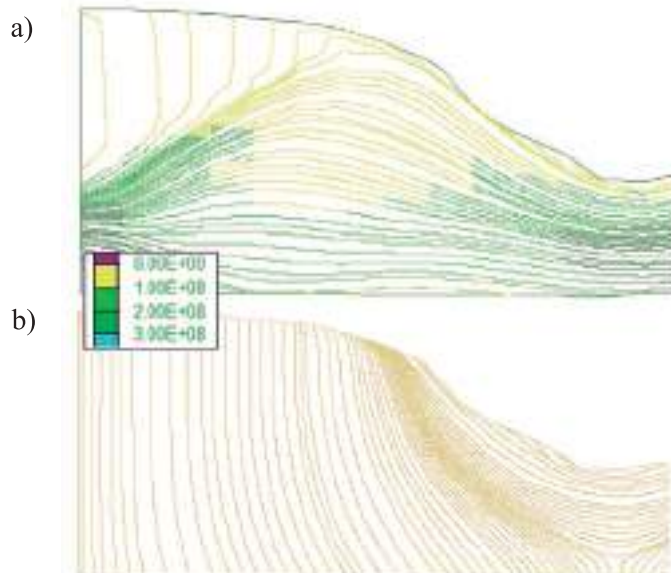


Figura 34: Esfuerzo principal mayor: a) modelo morfogénesis y b) modelo geostático

Conclusiones

Al realizar el análisis cuantitativo de los factores geomorfológicos, particularmente de la morfogénesis, se determinó que los procesos de formación geomorfológica tienen influencia en la condición de esfuerzos de las laderas y por consiguiente en su estabilidad. El grado de influencia depende del ambiente de formación, la escala de análisis estudiada y el tipo de intervención a realizar. De manera general, los procesos superficiales de erosión disminuyen el esfuerzo principal menor generando mayores zonas de tensión, mientras que los procesos de empuje tectónico tienen alta influencia en profundidad, importante al analizar grandes excavaciones o túneles. La metodología de diferencias finitas y la implementación del programa FLAC para el desarrollo de los modelos planteados, son adecuadas y permiten obtener resultados para grandes deformaciones, programar funciones de re-enmallado y calcular el factor de seguridad FS.

Para el análisis conceptual de la distribución de los esfuerzos tectónicos en procesos de subducción, el modelo propuesto es válido. Sin embargo, para el análisis detallado de su influencia en las laderas se requiere hacer una investigación más detallada, que abarque una malla de análisis más

fin a e incluya modelos reológicos más avanzados. No se recomienda seguir enfocando las modelaciones de estos escenarios para analizar esta influencia por la complejidad de los análisis y la baja aplicabilidad para el área de la Ingeniería Civil.

Los modelos de ambientes estructurales desarrollaron zonas de falla de concentración de deformaciones cortantes, las cuales se extienden hasta la superficie y afloran en la base de las laderas. Estas zonas de falla influyen la condición de esfuerzos en la ladera, y en consecuencia, su FS y mecanismos de falla. Los escenarios de empuje tectónico muestran una orientación del esfuerzo principal mayor en sentido horizontal, diferente a una condición geostática convencional, donde el esfuerzo principal tiende a ser vertical. La diferencia encontrada entre las magnitudes de los esfuerzos y los FS indican una alta influencia de los procesos de empuje tectónico, que para obras de gran magnitud en estos ambientes se debería analizar a detalle su influencia.

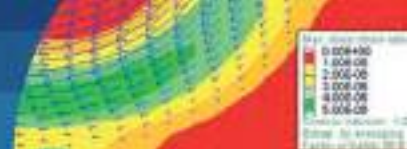
La modelación de los ambientes de erosión indican que la descarga del material superficial influye en la orientación y magnitud de los esfuerzos, ya que el desconfinamiento disminuye los esfuerzos de compresión tectónica, obteniendo una distribución de esfuerzos más similar a una condición geostática. Sin embargo, los resultados indican que el FS sigue siendo menor al considerar la morfogénesis. Los modelos que mostraron morfometrías más similares a las observadas en la corteza terrestre fueron aquellos que incluían procesos de erosión. Para los modelos en que sólo se consideró el empuje tectónico se obtuvieron laderas de pendientes bajas, de largas longitudes y con FS muy altos.

La modelación del escenario fluvial mostró una alta influencia de los procesos de erosión fluvial en la estabilidad. La descarga del material erosionado genera el desconfinamiento de la ladera, produciendo esfuerzos de tensión tanto en su corona como en su base, dando como resultado mecanismos de falla compuestos (grieta de tracción en la corona y una falla rotacional a mayor profundidad). Se concluye que es necesario considerar estos esfuerzos de tensión cuando se intervengan estas laderas con obras de corte o de terrazo. A pesar de que los modelos que presentaron resultados de mayor diferencia con el convencional fueron los del ambiente estructural, se concluyó que el FS, calculado a partir de un criterio

de falla tipo Mohr – Coulomb, no es un criterio adecuado de comparación en estos ambientes ya que se generaron mecanismos de falla no consistentes con los evidenciados en campo. Para una mejor comparación, se deberán utilizar modelos constitutivos más complejos, que consideren la influencia de las diaclasas en los macizos, o utilizar otra metodología de modelación numérica.

Referencias

- Abbasi, I.A., Hersi, O.S. and Al-Harthy, A. (2014). Late Cretaceous Conglomerates of the Qahlah Formation, north Oman. In *Tectonic Evolution of the Oman Mountains*, Rollinson, Searle, Abbasi, Al-Lazki and Al-Kindi (eds.). Geological Society London, UK, Special Publications 392, 325-341
- Barnichon, J.D. (1998). *Finite element modelling in structural and petroleum geology*. PhD thesis, University of Liege, Belgium
- Buiter, S.J.H., Yu, A., Babeyko, S.E., Gerya, T.V., Kaus, B.J.P., Kellner, A., Schreurs, G. and Yamada, Y. (2006). The numerical sandbox: comparison of model results for a shortening and an extension experiment. In *Analogue and Numerical Modelling of Crustal-Scale Processes*, Buiter and Schreurs (eds.), Geological Society of London, UK, Special Publication 253, 29-64
- Colletta, B., Letouzey, J., Pinedo, R., Ballard, J.F. and Balé, P. (1991). Computerized X-ray tomography analysis of sandbox models: examples of thin-skinned thrust systems. *Geology* 19(11), 1063-1067
- Ellis, S., Schreurs, G. and Panien, M. (2004). Comparisons between analogue and numerical models of thrust wedge development. *Journal of Structural Geology* 26(9), 1659 –1675
- FLAC 2D (2011). *FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua Dynamic Analysis*. Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota, USA
- Ford, J.T. (2015). *Computer models of a basement involved fault propagation fold during the Laramide Orogeny around Las Vegas, New Mexico*. MSc thesis, The University of Texas at Arlington, USA
- Han, Y., Cundall, P.A. and Hart, R.D. (2008). Automatic remeshing logic in large strain continuum simulations. In *Continuum and Distinct Element Numerical Modeling in GeoEngineering*. Hart, Detournay and Cundall (eds.), Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis, USA, paper 02-02



- Henk, A. and Nemcok, M. (2008). Stress and fracture prediction in inverted half-graben structures. *Journal of Structural Geology* **30**(1), 81-97
- Holmes, A. (1965). *Principles of physical geology*. Nelson, London, UK
- Hutchinson, J.N. (1988). Morphology and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. *5th International Symposium on Landslides*, Lausanne, Switzerland, vol. 1, 3-35
- Jaquet, Y., Duretz, T., Grujic, D., Masson, H. and Schmalholz, S.M. (2018). Formation of orogenic wedges and crustal shear zones by thermal softening, associated topographic evolution and application to natural orogens. *Tectonophysics* **746**, 512-529
- Nagel, T.J. and Buck, W.R. (2004). Symmetric alternative to asymmetric rifting models. *Geology* **32**(11), 937-940
- Nemcok, M., Mora, A. and Cosgrove, J. (2013). Thick-skin-dominated orogens: from initial inversion to full accretion: an introduction. Geological Society of London, UK, Special Publications 377, 1-17
- Pasupuleti, V.D.K. (2016). *Non-linear numerical modeling of tectonic plate for understanding crustal deformation and stress accumulation at plate junctions*. PhD thesis, International Institute of Information Technology-Hyderabad, India
- Platt, J.P. (1986). Dynamics of orogenic wedges and the uplift of high-pressure metamorphic rocks. *Geological Society of America Bulletin* **97**(9), 1037-1053
- Ruh, J.B., Kaus, B. J. and Burg, J.P. (2012). Numerical investigation of deformation mechanics in fold-and-thrust belts: Influence of rheology of single and multiple décollements. *Tectonics* **31**(3), TC3005
- Sclater, J.G. and Célrier, B. (1987). Extensional models for the formation of sedimentary basins and continental margins. *Norsk Geologisk Tidsskrift* **67**(4), 253-267
- Sobolev, S.V. and Babeyko, A.Y. (2005). What drives orogeny in the Andes?. *Geology* **33**(8), 617-620
- Sørensen, E.S. (2012). *Elasto-plastic hardening Mohr-Coulomb model - Derivation and implementation into the Finite Element Method using principal stress space*. Master thesis, Aalborg University, Denmark
- Willett, S., Beaumont, C. and Fullsack, P. (1993). Mechanical model for the tectonics of doubly vergent compressional orogens. *Geology* **21**(4), 371-374
- Yamato, P., Mouthereau, F. and Burov, E. (2009). Taiwan mountain building: insights from 2-D thermomechanical modelling of a rheologically stratified lithosphere. *Geophysical Journal International* **176**(1), 307-326
- Zhang, J. (2014). *Numerical modeling of the formation and evolution of basement-involved structures in Wyoming*. Doctoral thesis, Rice University, Texas, USA



Prior and future earthquake effects in Valdivia, Chile

Efectos previos y futuros del terremoto de Valdivia, Chile

Fecha de envío: 9 de enero 2020

Fecha de aceptación: 4 de mayo 2020

Robb Eric S. Moss^{1,2} and Ricardo Moffat^{2,3}

¹ Department of Civil and Environmental Engineering, California Polytechnic State University, San Luis Obispo, California 93407, USA, rmoss@calpoly.edu

² LMMG Geotecnia Limitada, Santiago, Chile, contacto@lmmg.cl

³ Facultad de Ingeniería y Ciencias, Universidad Adolfo Ibáñez, Diagonal Las Torres 2700, Peñalolén, Región Metropolitana de Santiago, Chile, ricardo.moffat@uai.cl

The 1960 $M_w = 9.5$ subduction earthquake that struck Chile had an epicenter close to the city of Valdivia. There was widespread damage due both strong ground shaking from the earthquake and from the subsequent tsunami. These earthquake effects are examined from a modern perspective and the potential for future effects are discussed. Based on recent cone penetration measurements (sCPTu) the ground failures observed along the waterfront and other locations in Valdivia are attributed to cyclic failure of sensitive “clayey” soils and/or liquefaction of saturated “sandy” soils. If similar strong shaking is experienced in future earthquakes, similar ground failures would be expected. The regional subsidence in and around Valdivia following the 1960 earthquake is attributed to tectonic deformations and is corroborated with the same mechanism from the recent 2010 $M_w = 8.8$ earthquake. If a similar magnitude event is experienced in the future, similar subsidence/uplift are expected which appear to follow a harmonic function. The goal of investigating these past earthquake effects and potential future effects is to help minimize the earthquakes risks in Valdivia and other regions subjected to the same hazards.

Keywords: earthquake, CPTu, liquefaction, cyclic failure, co-seismic deformation

El terremoto de subducción $M_w = 9.5$ que golpeó a Chile en 1960, tuvo su epicentro cercano a la ciudad de Valdivia. Hubo daño extendido debido tanto al fuerte movimiento sísmico como al siguiente tsunami generado. Los efectos del terremoto son examinados desde una perspectiva moderna y el potencial de futuros efectos es discutido. Basados en recientes mediciones del ensayo de penetración de cono (sCPTu), la falla del terreno observada a lo largo de la costanera y otras ubicaciones de Valdivia son atribuidas a la falla cíclica de “arcilla” sensitiva y/o licuefacción de “arenas” saturadas. Si un nivel de movimiento similar es observado en futuros terremotos, se observarían fallas del terreno similares a las observadas. La subsidencia regional en y alrededor de Valdivia luego del terremoto de 1960 es atribuida a la deformación tectónica y ha sido corroborada con el mismo mecanismo en el reciente terremoto de $M_w = 8.8$ del 2010. Si un evento similar se genera en el futuro, similar hundimiento/levantamiento son esperados lo que parecen seguir una función armónica. Investigar los efectos pasados de terremotos y el potencial efecto de futuros eventos, ayuda a minimizar el riesgo de terremotos en Valdivia y otras regiones bajo riesgos similares.

Palabras clave: terremoto, CPTu, licuefacción, falla cíclica, deformación co-sísmica

Introduction

Valdivia is a city that was founded as early as 1552 by Spanish explorers. It was cited on a hill 15 to 16 m above sea level and surrounded by water on all sides lending to the name “The City of the Lake” (Retamal and Kausel, 1969). The first record of earthquake damage came from the 1575 event and subsequent tsunami. The city was

destroyed completely in 1599 by the native inhabitants, but rebuilt again in its current location in 1779. At the time of the 1960 earthquake the city held a population of 72400.

Valdivia experienced three distinct hazards due to the 1960 earthquake; strong ground shaking, tectonic subsidence, and tsunami inundation. This study will focus on the first two by characterizing the ground failure due to the strong

shaking, and discussing the spatial distribution of co-seismic tectonic deformations.

The city is underlain by sediments that are dominated by interlayered sands and silts, with the silts having moderate to high plasticity. The surface topography of the city has been modified over time; high spots were leveled and low spots were filled. The filling has been performed in an uncontrolled manner (*i.e.*, no compaction) using native materials generally classified as low and high plastic silts (ML to MH). The filled regions were strongly correlated with observed damage and ground failure after the 1960 event (Duke and Leeds, 1963). Ground failure mechanisms were not well understood at the time, but more recent research defines the seismic failure mechanisms in plastic fined-grained soils as cyclic failure and in saturated granular soils as liquefaction. In this study we detail how liquefaction and/or cyclic failure resulted in the observed damage throughout Valdivia and the hazard that it currently presents today.

Co-seismic tectonic deformations of the ground surface elevation has components of vertical and horizontal movement and are common in large earthquakes such as the 1960 event. If the vertical shift results in regional tectonic subsidence, this then can increase the tsunami hazard in low lying port regions (Kelson *et al.*, 2012). Some of the tsunami damage from 1960 tsunami can be directly attributed to this subsidence in the Valdivia and other regions.

1960 event earthquake effects

The 1960 Chilean earthquake is considered the largest event to have occurred in modern history (USGS, 2017). This earthquake impacted towns as far north as Talca and as far south as Chiloe and caused damage over a region of hundreds of thousands of square kilometers. It resulted in deaths in the thousands and damage in the hundreds of millions of dollars. The resulting tsunami impacted southern Chile, Hawaii, Japan, the Philippines, China, eastern New Zealand, southeast Australia and the Aleutian Islands. In this paper we focus our study on the earthquake effects in Valdivia.

The waterfront of Valdivia is underlain primarily by silty sandy soil (Q_{v6}) that has the following properties as measured by borings from IDIEM (1961) and Duke and

Leeds (1963):

- Water content (w_c) of 40 to 70%,
- Liquid Limit (LL) of 50 to 70%,
- Plastic Limit (PL) of 10 to 30%,
- Unconfined Compressive Strength UCS of 100 to 200 kPa,
- Sensitivity (S_t) of 2 to 5,
- USCS classification MH

The soil is described as recent (Quaternary) water-deposited alluvium and artificial fill composed of fine sand, silt, and clay with some marine fragments (Duke and Leeds, 1963). The origin of the soil is that of volcanic deposits that have been weathered and transported to their current location of the Valdivia River and Calle Calle River estuary.

Ground failure due to strong ground shaking was observed throughout the city of Valdivia. Figure 1 shows the ground cracking and slumping observed along the embarcadero, typical of damage throughout the city. The largest deformations and/or highest concentration of building damage is strongly correlated with regions where fill was placed prior to construction. Vertical deformations were typically on the order of 0.15 to 0.45 m, with some locations experiencing up to 0.80 m. No evidence of liquefaction (*i.e.*, sand ejecta) was observed with any of the deformations in Valdivia (Duke and Leeds, 1963; Retamal and Kausel, 1969). However, recent re-evaluation



Figure 1: Ground failure along the Valdivia embarcadero from the 1960 Earthquake (Duke and Leeds, 1963)



(Gonzalez and Verdugo, 2014) questions if the researchers at the time knew what to look for and that liquefaction may have been a failure mechanism. The advent of liquefaction research and understanding of this phenomenon began following the 1964 Alaska and 1964 Niigata Earthquakes. To discern what failure mechanism is causative we examine recent subsurface investigations in Valdivia using the cone penetration test (CPT).

A detailed survey following the 1960 earthquake found that 1.8 m of subsidence in Valdivia can be attributed to co-seismic tectonic deformations (Retamal and Kausel, 1969). These widespread deformations exacerbated the tsunami hazard by placing low lying areas within reach of the incoming tsunami wave. In this paper we compare more recent measurements of co-seismic deformations from other subduction events and describe how that applies to the Valdivia region.

Cyclic failure of plastic soils

Sensitive plastic soils have been found to be susceptible to seismic failure. The deformations from cyclic failure are typically not as large as those caused by liquefaction, yet they can still cause damage to engineered features. Sensitivity (S_t) is the measure of the peak undrained shear strength ($s_{u,peak}$) to the residual or remolded ($s_{u,remolded}$) shear strength. The term “clayey” here refers to any soil with enough plasticity to make it not susceptible to liquefaction, and for Valdivia that includes plastic silts. Susceptibility criteria for liquefaction are often contentious, but generally soils that have a plasticity index (PI) greater than 8 to 12, and a water content less than the liquid limit are considered not liquefiable (Seed *et al.*, 2003; Bray and Sancio, 2006; Idriss and Boulanger, 2008; Moss *et al.*, 2011) which means that these soils may be susceptible to cyclic failure. Based on the soil properties quoted in the prior section the silty soil would generally be considered non-liquefiable, however there may be pockets or lenses of low plastic silts and fine sands that could response to strong ground shaking through liquefaction.

To assess the likelihood of cyclic failure deformations the static driving shear stresses (τ_o) are compared to the undrained shear strength (s_u) of the soil. Boulanger and Idriss (2004) present methods for assessing the triggering of cyclic failure based on: 1) laboratory testing, 2) field

testing, and 3) estimate method. In this paper we focus on the field testing method because we have current sCPTu measurements in Valdivia. Triggering of cyclic failure is defined as when the cyclic stress ratio (CSR) exceeds the cyclic resistance ratio (CRR). The cyclic stress ratio can be calculated using site response analysis but it is more commonly estimated using the simplified equation (Seed and Idriss, 1971):

$$CSR = \frac{\tau_{avg}}{\sigma'_v} \approx 0.65 a_{max} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (1)$$

where τ_{avg}/σ'_v is the average shear stress at the depth of the layer in question normalized by the vertical effective stress, σ_v/σ'_v is the vertical total stress at the depth of the layer in question normalized by the vertical effective stress, a_{max} is the peak ground acceleration, and r_d is the non-linear shear mass participation factor that modifies the ground shaking from the surface to the depth of interest.

To determine the cyclic resistance ratio of plastic soil to cyclic failure Boulanger and Idriss (2004) and Idriss and Boulanger (2008) provide the following equation for average clays:

$$CRR \approx 0.8 \frac{s_u}{\sigma'_v} K_\alpha MSF \quad (2)$$

where 0.8 is an adjustment for field 2D conditions versus laboratory simple shear 1D conditions, s_u/σ'_v is the undrained shear strength normalized by the vertical effective stress, K_α adjusts for driving shear stress conditions, and MSF is the magnitude scaling factor that adjusts for duration from different magnitude events. Values used are based on Boulanger and Idriss (2004).

The undrained shear strength s_u of plastic soil can be calculated from the uncorrected cone penetration (q_c) tip resistance. A semi-theoretical relationship between the tip resistance and the undrained shear strength of clays is (Lunne *et al.*, 1997):

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_k} \quad (3)$$

where q_t is the pore pressure (u) corrected tip resistance ($q_t \sim q_c + 0.2u$), σ_v is the total vertical stress, and N_k is the cone factor. The cone factor is somewhat soil dependent and typically takes a value between 10 and 18, with 12 to 14

a useful median range (Robertson and Cabal, 2015). The undrained shear strength measured with the cone is a high strain measure of shear strength, but it does not measure the residual strength of the soil. To do that a vane shear test (VST) is the most accurate field test. In many situations the vane shear can be conducted directly adjacent to the cone penetration test to measure the peak ($s_{u,peak}$) versus the residual ($s_{u,residual}$) shear strength to obtain the sensitivity $S_t = s_{u,peak}/s_{u,residual}$. A sensitivity of 1.2 or greater indicates a sensitive soil that may be susceptible to cyclic failure (Holtz *et al.*, 2011). The CPT, however, can provide an estimate of the sensitivity by assuming that the sleeve friction (f_s) measures the remolded shear strength of the soil (Robertson and Cabal, 2015).

$$S_t = \frac{s_u}{f_s} \quad (4)$$

Recent subsurface investigations (per LMMG Geotecnia Limitada) have used sCPTu to measure the in situ conditions of soils around Valdivia. In this study we look at two soundings (Figure 2) that were recently performed near the embarcadero (coincident with Figure 1) that experienced ground failure in the 1960 seismic event. In this zone it has been found deposits of silty sands as it is shown in Figure 2 according to Arenas *et al.* (2005).



Figure 2: Location of CPTu soundings performed on silty soil deposit

The profile in Figure 3 indicates interlayered variable soil. Trends show sandy regions in the 1.0 to 3.0 m depth and 5.5 to 8.5 m depth as indicated by relatively high tip resistance and corresponding low friction ratio. The region from 3.0 to 5.0 m depth contains layers of plastic silts/clays as indicated by the relatively low tip resistance and variable to high friction ratio. Based on the elevation of the site and the elevation of the nearby water way the depth to the

water table was estimated at 2 m below the ground surface.

To evaluate the feasibility of seismic induced ground deformation due to the plastic fines the CPTu data in Figure 3 was used to calculate the cyclic resistance per equation (2). To do that the undrained shear strength of the soil was first calculated per equation (3) where a median cone factor N_k of 12 was used (Robertson and Cabal, 2015). The unit weight of the soils was assumed to be roughly 18 kN/m^3 .

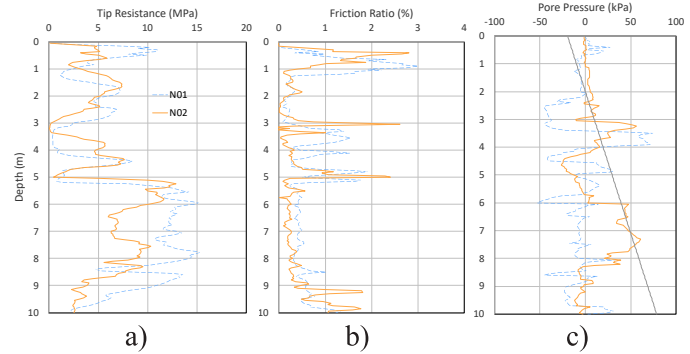


Figure 3: Two sCPTu soundings performed along the embarcadero in downtown Valdivia, showing measurements of: a) cone tip resistance, b) friction ratio, and c) pore pressure. The elevation of the site is +8 m above sea level and the water table has been estimated at a depth of 2 m as shown in the pore pressure plot.

The simplified approach calculates cyclic resistance ratio CRR and cyclic resistance ratio CSR based on nominal $M = 7.5$ loading conditions. These conditions are modified for magnitudes other than 7.5 using the nonlinear shear mass participation factor r_d on the loading side and magnitude scaling factor MSF on the resistance side. Neither of these corrections have been derived from data from $M \sim 9.5$ earthquakes such as the 1960 Chilean event, so to approximate that event the curves for MSF and r_d were extrapolated using the methods put forth by Idriss and Boulanger (2008). There is the potential for significant error extrapolating and using one method of MSF and r_d , but we are attempting a back-analysis feasibility study so rough order of magnitude estimates are acceptable in this case.

Figure 4 shows the cyclic resistance results. Figure 4b shows the estimate of the cyclic resistance of the clayey soil versus the cyclic stress from 0.5g peak ground acceleration. The estimated value of $PGA = 0.5g$ was obtained from a probability of 10% of being exceeded in 50 years (corresponding to 475 years return period as shown by Leyton *et al.*, 2009). What can be seen is that the loading is higher than the resistance over a half a meter thick layer in

the 3.0 to 4.0 m depth range. The corresponding sensitivity of the soil is 2 or higher in this region as well. Based on these rough calculations a large magnitude event such as the 1960 event that produced peak ground accelerations upwards of 0.5g could cause the clayey soil to fail, and the sensitivity indicates that once failed the soil would exhibit strain softening that could result in co-seismic and/or post-seismic deformations until the final static shear stresses are balanced by the residual shear strength.

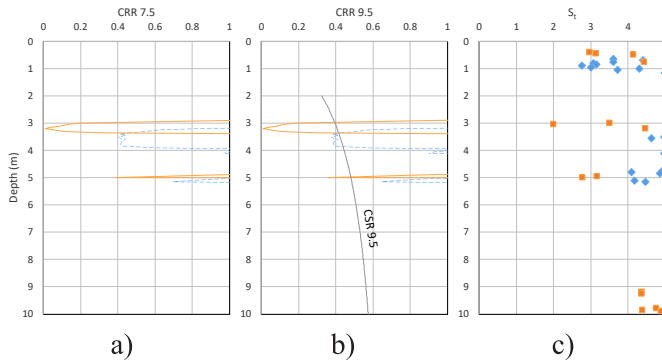


Figure 4: Cyclic failure assessment. a) Cyclic Resistance Ratio CRR for $M = 7.5$, b) CRR for $M \sim 9.5$ and Cyclic Stress Ratio CSR corresponding to a $M \sim 9.5$ and $PGA \sim 0.5g$, and c) soil sensitivity

Liquefaction failure of saturated granular soils

To examine the potential for different ground failure modes we examined the same sCPTu soundings and evaluated the liquefaction hazard. Seismic liquefaction occurs in saturated sandy soils when the cyclic stress exceeds the cyclic resistance, resulting in high excess pore pressures and large strain potential. Liquefaction occurs in soils that are granular and controlled mainly by gravity and not by colloidal forces, therefore a plasticity index PI of less than 8 to 12. The same has been found in the liquefaction potential analysis of tailings dams, commonly used in Chile (Villavicencio *et al.*, 2016).

Using the same loading criteria, we plot the CSR using equation (1). To evaluate the cyclic resistance we follow the methods presented in Moss *et al.* (2006). A probability of liquefaction of 15% is used as the equivalent deterministic threshold and the CRR is calculated as:

$$CRR = \exp \left\{ \frac{\left[q_{c,1}^{1.045} + q_{c,1} (0.110 R_f) + (0.001 R_f) + c(1 + 0.85 R_f) - 0.848 \ln(M_w) - 0.002 \ln(\sigma'_v) - 20.923 + 1.632 \Phi^{-1}(P_L) \right]}{7.177} \right\} \quad (5)$$

where $q_{c,1}$ is the stress corrected tip resistance within the liquefiable layer, R_f is the friction ratio, c is the normalizing exponent, M_w is the earthquake moment magnitude, σ'_v is the vertical effective stress, and $\Phi^{-1}(P_L)$ is the inverse cumulative normal distribution function for a given probability of liquefaction [NORMINV(PL,0,1) in Excel].

The results are shown in Figure 5. From the assumed water table at 2 m down to 3 m, and then from 3.5 to 5 m we see layers where liquefaction is likely for non-plastic to low-plastic soils and this loading situation. Deeper liquefaction is also likely, but it is not as commonly observed at the ground surface based on prior liquefaction case histories (Moss *et al.*, 2006).

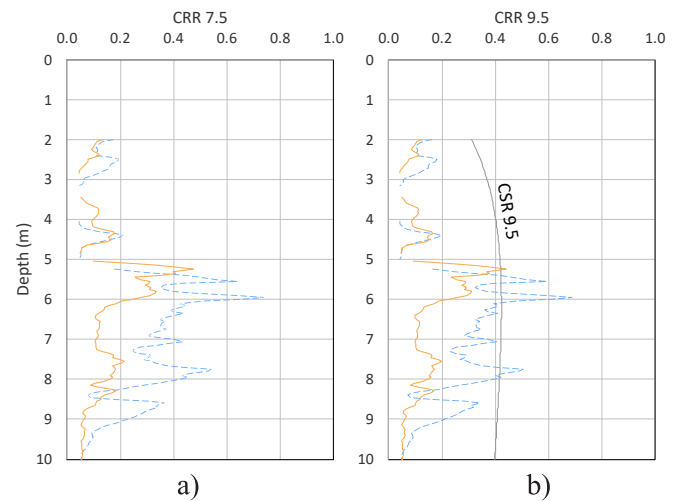


Figure 5: Liquefaction triggering assessment. a) Cyclic Resistance Ratio CRR for $M = 7.5$ and b) CRR for $M \sim 9.5$, the Cyclic Stress Ratio CSR corresponding to a $M \sim 9.5$ and $PGA \sim 0.5g$

Comparison of ground failure mechanisms

Two ground failure mechanisms, cyclic failure of plastic soils and liquefaction failure of granular soils, have been presented. Both indicated the potential for failure in future large events. But which caused the damage in 1960 and which is a hazard to mitigate in future events?. This all depends on the plasticity of the soil and the thickness of the layers.

The soils in Valdivia, based on old investigations and more recent investigations, are highly variable and interlayered

river and manmade deposits that tend to be on the plastic end of the spectrum. Cyclic failures in past events do not require significant layer thickness to result in a sliding surface for deformations to develop. Cyclic failure does however require driving shear stresses to develop seismic induced deformations. These driving shear stresses would be from sloping ground, free face conditions, or building induced stresses.

For liquefaction to result in large deformations the soil needs to have low-plasticity and generally the saturated layers need to be upwards of a meter thick. Recent events in New Zealand (Green *et al.*, 2014) have pointed out the limitations of current liquefaction triggering methods when assessing interlayered deposits. These studies have shown that current methods like Moss *et al.* (2006) tend to overestimate the likelihood of triggering when interlayered silts and sands are present, as opposed to “clean” sands layers greater than a meter thick.

For Valdivia, detailed subsurface sampling is recommended for each project to test for the layer thickness and plasticity of the layers to determine how to proceed. It appears that both failure mechanisms have been and will be present, which is similar to the soil conditions and past seismic behavior in Anchorage Alaska. The questions then becomes, which mechanism controls and how much deformation is expected? For liquefaction deformations Yazdi and Moss (2016) can be used to estimate deformations. For sloping ground or free face conditions it is typical to use a lateral spreading model (Youd *et al.*, 2002). For cyclic failure, Newmark-type semi-empirical methods (*e.g.*, Makdisi and Seed, 1979; Bray *et al.*, 1995; Bray and Travarasou, 2007) have had some success providing a rough order of magnitude, as well as numerical modeling using a finite difference approach (*e.g.*, FLAC) to provide a more calibrated assessment.

Co-seismic tectonic deformations

Although it has been noted anecdotally since antiquity that co-seismic displacements accompany large earthquakes, only recently has modern geodesy allowed for the accurate measurement of these displacements (Kelson *et al.*, 2011). The 2010 Maule earthquake caused vertical and horizontal co-seismic displacements that were measured at sufficient enough locations using GPS to resolve some of spatial

characteristics. The crustal deformation has a pattern that resembles that of an elastic or harmonic response. Similar to the utility of the elastic rebound theory for earthquake stick-slip response (Hough and Bilham, 2005), and the isostatic rebound modeling of crust when unloaded after glacial retreat (Larsen *et al.*, 2005), post-seismic tectonic uplift/subsidence lends towards a large-scale elastic interpretation as well.

Data from the 2010 Maule event (after Vigny *et al.*, 2011) is shown in Figure 6. The data is plotted as the perpendicular distance from the trench in kilometers versus the co-seismic displacement in meters. The data is an aggregate of two cross-sections, one at the latitude of Constitucion (35.5°S to 36.0°S) and the other at the latitude of Concepcion (37.0°S to 37.5°S).

Valdivia is located roughly 150 km perpendicular from the trench. If the 2010 event is a good analog of the 1960 event (*e.g.*, both along the same subduction trench and rupturing with the same planar orientation) then Valdivia plots to the right of the maximum co-seismic subsidence. Preliminary research on other subduction events, 2004 Sumatra (Chlieh *et al.*, 2007) and 2011 Tohoku (Nishimura *et al.*, 2011), the authors have observed that the location and magnitude of maximum subsidence has a dependence on the seismic moment magnitude (Figure 7). This observation would corroborate the greater measured subsidence in Valdivia in 1960 being on the order of 1.8 m (Retamal and Kausel, 1969).

The pattern observed in Figure 6 has a very curious shape,

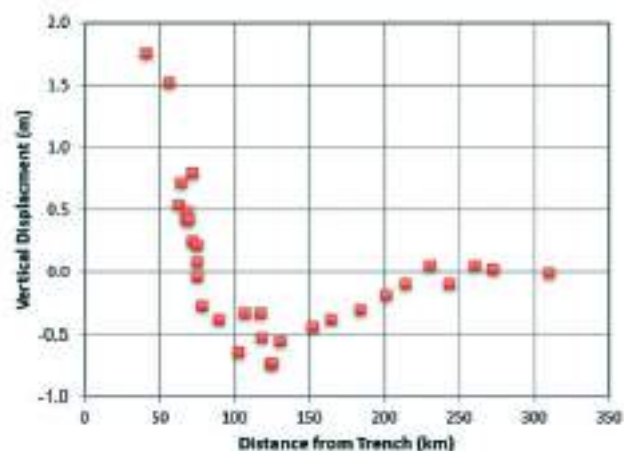


Figure 6: Plot of vertical co-seismic tectonic deformations (m) as a function of fault-perpendicular distance from the trench (km) from the 2010 Maule earthquake (after Vigny *et al.*, 2011)

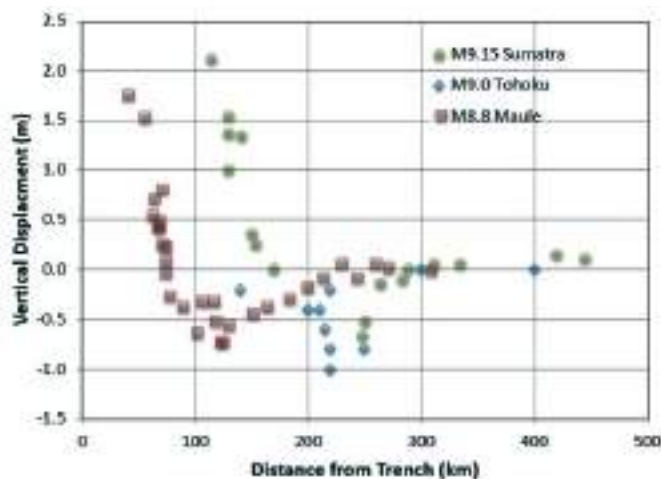


Figure 7: Comparison plot of the co-seismic tectonic deformations from the 2004 Sumatra, 2011 Tohoku, and 2010 Maule earthquakes

not following a simple exponential decay or similar physical process. The shape lends to being modeled by a damped harmonic function, which is commonly used in structural dynamics to explain the response of structural components/systems that have some stiffness and some damping (Chopra, 1995, p. 339). Damping is a “catch all” term used to describe some mechanism by which energy is dissipated in a structural component/system, and includes both frequency dependent and frequency independent mechanisms. The mathematical function that describes an under-damped harmonic oscillator is:

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} (A \cos(\omega_d t) + B \sin(\omega_d t)) \quad (6)$$

where

$$\omega_d = \omega_0 \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (7)$$

$$A = x(0); \text{ and } B = \frac{1}{\omega_d} (\zeta\omega_0 x(0) + \dot{x}(0)) \quad (8)$$

and x = displacement, $\dot{x}$ = velocity, t = time, which in this application is equated to distance, ζ = damping ratio (ratio of critical damping), ω_0 = undamped angular frequency, ω_d = damped frequency, A and B = determined by initial conditions, which in this case is under-damped.

The utility of this function (6) becomes apparent when it is fit to the co-seismic data. As can be seen in Figure 8 the function (6) can mimic the observed peak uplift, peak

subsidence, and approach to zero with reasonable accuracy (nonlinear regression fit with $R^2 \cong 0.9$). This function also captures the observed uplift that occurs at a distance greater than that of peak subsidence before the approach to zero.

The 1960 earthquake event released significantly more energy than the 2010 event, and likely had much larger co-seismic deformations associated with it. However the trends appear to hold true when compared to other events (2005 Sumatra and 2011 Tohoku, not shown). There appears to be a magnitude, or more precisely a seismic moment magnitude dependence, and the amplitude and location of the trough modeled in Figure 8. Valdivia is roughly 150 km from the trench which would put it near the region of largest subsidence, agreeing with the measured 1.8 m of tectonic subsidence (Retamal and Kausel, 1969). The hope is that continued careful measurements of co-seismic displacements will result in a sufficient database to create predictive functions for forecasting these often hazardous surface displacements.

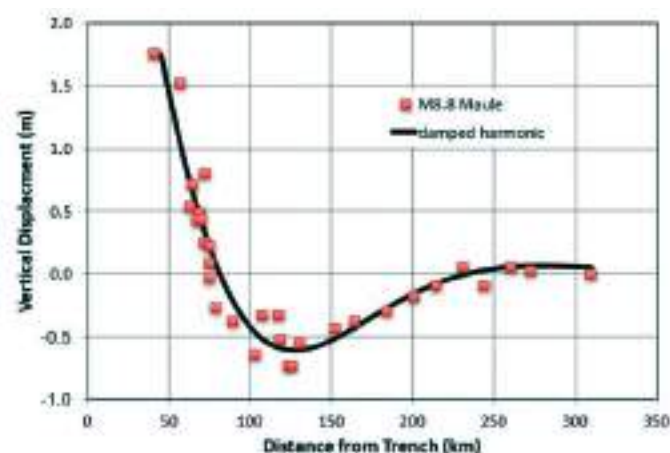


Figure 8: Co-seismic deformation data from 2010 Maule event fit with a damped harmonic oscillator function using nonlinear regression ($R^2 = 0.9$)

Summary

Based on a review of the documented ground failures and tectonic subsidence, and using current methods to assess these effects, it appears that a repeat of the 1960 Chilean earthquake would result in very similar ground failure and subsidence in Valdivia. The widespread presence of silty soils and past use of these as fill material puts the city at risk for cyclic failure of plastic fined grained soils. These failures result in ground cracking and lateral deformations where driving shear stresses are present such as along free

faces, on sloping ground, or below building foundations. There is also liquefaction hazard of saturated granular soils that are non-plastic to low-plastic in nature throughout the city. Sand boils, ground cracking, and lateral spreading are the liquefaction effects that can cause damage. The location of the city with respect the subduction trench places it in a region that is susceptible to co-seismic tectonic subsidence and increased tsunami hazard. The biggest hurdle in mitigating most seismic hazards is often awareness, and Chilenos are frequently reminded that they live in a dynamic crustal environment that produces some of the worlds' largest earthquakes. The goal of this paper was to provide some insight into the specific hazards in the Valdivia region, and apply some current engineering tools for analyzing these hazards.

References

- Arenas, M., Milovic, J., Pérez, Y., Troncoso, R., Behlau, J., Hanisch, J. and Helms, F. (2005). Geología para el ordenamiento territorial: área de Valdivia, Región de Los Lagos. Servicio Nacional de Geología y Minería SERNAGEOMIN, Carta Geológica de Chile, Serie Geología Ambiental 8: 71p., 6 mapas escala 1:100.000 y 1 mapa escala 1:25.000.
- Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. (2004). Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays. Report UCD/CGM-04/ 01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Davis, USA
- Bray, J.D. and Travarasrou, T. (2007). Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **133**(4), 381-392
- 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
- Bray, J.D., Augello, A.J., Leonards, G.A., Repetto, P.C. and Byrne, R.J. (1995). Seismic stability procedures for solid-waste landfills. *Journal of Geotechnical Engineering* **121**(2), 139-151
- Chlieh, M., Avouac, J.P., Hjorleifsdottir, V., Song, T.R.A., Ji, C., Sieh, K., Sladen, A., Hebert, H., Prawirodirdjo, L., Bock, Y. and Galetzka, J. (2007). Coseismic slip and afterslip of the great M_w 9.15 Sumatra-Andaman earthquake of 2004. *Bulletin of the Seismological Society of America* **97**(1A), 152-173
- Chopra, A.K. (1995). *Dynamics of structures*. New Jersey: Prentice Hall
- Duke, C.M. and Leeds, D.J. (1963). Response of soils, foundations, and earth structures to the Chilean earthquakes of 1960. *Bulletin of the Seismological Society of America* **53**(2), 309-357
- González, J. y Verdugo, R. (2014). Sitios afectados por licuefacción a causa del terremoto 27-F. *VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Santiago, Chile, artículo A26
- Green, R.A., Cubrinovski, M., Cox, B., Wood, C., Wotherspoon, L., Bradley, B. and Maurer, B. (2014). Select liquefaction case histories from the 2010-2011 Canterbury earthquake sequence. *Earthquake Spectra* **30**(1), 131-153
- Holtz, R.D., Kovacs, W.D. and Sheahan, T.C. (2011). *An introduction to geotechnical engineering*. Pearson, N.J., USA
- Hough, S.E. and Bilham, R.G. (2005). *After the earth quakes: elastic rebound on an urban planet*. Oxford University Press
- IDIEM (1961). On borings and soil tests in Valdivia along Avenida Costanera between San Carlos St. and the Isla Teja Bridge. Report No. 4,836, July 7, 1961, University of Chile, Unpublished
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. EERI Monograph MNO-12, Berkeley, USA
- Kelson, K., Witter, R.C., Tassara, A., Ryder, I., Ledezma, C., Montalva, G., Frost, D., Sitar, N., Moss, R. and Johnson, L. (2012). Coseismic tectonic surface deformation during the 2010 Maule, Chile, M_w 8.8 earthquake. *Earthquake Spectra* **28**(1), 39-54
- Larsen, C.F., Motyka, R.J., Freymueller, J.T., Echelmeyer, K.A. and Ivins, E.R. (2005). Rapid viscoelastic uplift in southeast Alaska caused by post-Little Ice Age glacial retreat. *Earth and Planetary Science Letters* **237**(3-4), 548-560
- Leyton, F., Ruiz, S. and Sepúlveda, S.A. (2009). Preliminary re-evaluation of probabilistic seismic hazard assessment in Chile: from Arica to Taitao Peninsula. *Advances in Geoscience* **22**, 147-153
- Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997). *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Blackie Academic. EF Spon/Routledge, NY, USA



- Makdisi, F.I. and Seed, H.B. (1979). Simplified procedure for evaluating embankment response. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **105**(12), 1427-1434
- Moss, R.E.S., Chen, G-X. and Tong, L-Y. (2011). Comparing liquefaction procedures in the US and China. *Journal of Sichuan University of Science and Engineering* (Natural Science Edition) **24**(1)
- Moss, R.E.S., Seed, R.B., Kayen, R.E., Stewart, J.P., der Kiureghian, A. and Cetin, K.O. (2006). CPT-based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **132**(8), 1032 - 1051
- Nishimura, T., Munekane, H. and Yurai, H. (2011). The 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake and its aftershocks observed by GEONET. *Earth, Planets and Space* **63**, 631-636
- Retamal, E. and Kausel, E. (1969). Vibratory compaction of the soil and tectonic subsidence during the 1960 earthquake in Valdivia, Chile. In *4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 13-28
- Robertson, P.K. and Cabal, K.L. (2015). Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering. 6th edition. Gregg Drilling & Testing, Inc. California, USA (<http://www.cpt-robertson.com>)
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division* **97**(9), 1249-1273
- Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E. and Faris, A. (2003). Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. In *Proceedings of the 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*: Long Beach, CA, USA
- USGS (2017). <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/browse/largest-world.php>, accessed 6/1/2017
- Vigny, C., Socquet, A., Peyrat, S., Ruegg, J.C., Métois, M., Madariaga, R., Morvan, S., Lancieri, M., Lacassin, R., Campos, J., Carrizo, D. et al. (2011). The 2010 M_w 8.8 Maule megathrust earthquake of Central Chile, monitored by GPS. *Science* **332**(6036), 1417-1421
- Villavicencio, G., Breul, P., Bacconnet, C., Fourie, A. and Espinace, R. (2016). Liquefaction potential of sand tailings dams evaluated using a probabilistic interpretation of estimated in-situ relative density. *Journal of Construction* **15**(2), 9-18
- Yazdi, J.S. and Moss, R.E.S. (2016). Nonparametric liquefaction triggering and postliquefaction deformations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **143**(3), 04016105
- Youd, T.L., Hansen, C.M. and Bartlett, S.F. (2002). Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **128**(12), 1007-1017



Analysis of the geomechanical characterization of coarse granular materials using the parallel gradation method

Análisis de la caracterización geomecánica de materiales granulares gruesos usando el método de granulometría paralela

Fecha de entrega: 16 de diciembre 2019

Fecha de aceptación: 24 de abril 2020

Leonardo Dorador¹ and Felipe A. Villalobos²

¹ Arcadis Chile, Antonio Varas 621, Providencia, Región Metropolitana de Santiago, Chile, leonardo.dorador@arcadis.com

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

The geotechnical characterization of coarse granular materials such as very coarse-grained soils, rockfills, mining waste rocks and related materials is one of the key themes in geotechnical engineering but least studied and developed. Although there are some geotechnical standards and accepted geotechnical practice, there is not a standard for size-scaling, which is a critical step in advanced stage engineering (i.e. detailed design) on large structures involving this kind of materials. Several size-scaling techniques are available for use, with advantages and disadvantages. Among these, the parallel gradation method PGM (also known as homothetic grain size distribution), is one of the current practices and used for more than 50 years, but surprisingly just a few studies have corroborated its capability, and under specific material types. This work assesses a detailed database covering the development of this method from its first uses up to now. The application of this method is analysed based mainly on the material maximum internal friction angle and the Marsal's particle breakage index (B_g).

Keywords: coarse granular materials, parallel gradation method, geotechnical characterization, size-scaling, shear strength, particle breakage

La caracterización geotécnica de materiales granulares gruesos tales como suelos de granulometría muy gruesa, enrocados, lastres de mina y otros materiales semejantes, es uno de los temas clave, pero menos abordados y estudiados en ingeniería geotécnica. Aunque existen algunas normas y cierta práctica geotécnica aceptada, no hay normativa de escalamiento de tamaño, lo cual representa un punto crítico en el avance de la ingeniería (diseño de detalle) en estructuras grandes que involucran este tipo de materiales. Varias técnicas de escalamiento de tamaño están disponibles, las cuales tienen ventajas y desventajas. Entre estas técnicas, el método de granulometría paralela (también conocido como granulometrías homotéticas), es uno de los usados actualmente en la práctica por más de 50 años, pero sorprendentemente solo unos pocos estudios han corroborado su capacidad y usando materiales específicos. Este trabajo examina una base de datos detallada abarcando el desarrollo de este método desde sus primeros usos hasta ahora. La aplicación de este método se analiza basándose principalmente en el ángulo de fricción interna máximo y el parámetro de rotura de partículas de Marsal (B_g).

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

Introduction

The size-scaling in the geotechnical characterization of coarse granular materials is a key topic, not only in early level engineering projects (i.e. conceptual and pre-feasibility), but also under advanced level projects (i.e. feasibility and detailed engineering). Although the scaling method seems to be the most common size-

scaling technique in laboratory testing centers (Dorador, 2018), the parallel gradation method (PGM) is the most recurrent method for scaling the geomechanical properties on coarse granular materials (CGM) in research studies, specially regarding geotechnical characterization of rockfills, crushed ballasts, waste rocks, and alluvial/fluvial materials. The PGM consists in scaling coarse particles to

smaller particles using the same scale ratio for all particle sizes.

This paper presents a comprehensive analysis of the application of PGM in coarse granular materials CGM. The use of the PGM will depend on the type of CGM; so, a geotechnical description of the types of coarse granular materials is introduced and developed through this paper. Particularly, it is highlighted that the CGM need to be classified in two main groups (sedimentary coarse soils and rock-piles). Also, previous experimental studies are analysed in terms of the effectiveness of the PGM on different types of CGM. As the PGM has some limitations on its use, recommendations for using the PGM are presented at the end of the work.

Classification of CGM in terms of its origin

Coarse granular materials CGM, defined as granular materials containing particles larger than 75 mm, can be quite complex in terms of their mechanical properties' assessments. As its particle size distribution (PSD) can span several orders of magnitude in particle diameter, the intrinsic particle characteristic can change dramatically in size, which create difficulties when scaling from large to smaller samples. Therefore, each coarse-grained material should be analyzed independently in terms of its geological nature. As follow, several types of coarse-grained materials are presented and classified in two main groups in terms of their geomechanical characterization as shown in Figure 1 and further developed through this paper.

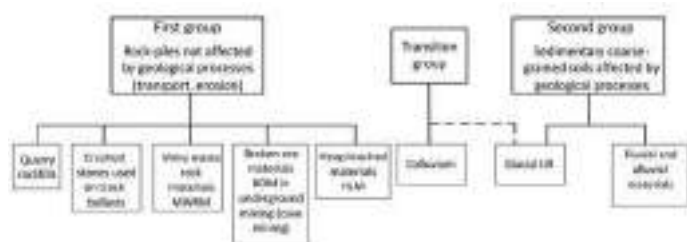


Figure 1: Classification of coarse granular materials

Rock-piles are commonly angular particles which are affected by a decrease in particle strength for larger sizes, while sedimentary CGM are comprised of fluvial and alluvial particles, mostly rounded and subrounded. On one hand, particle shape changes the density characteristics of CGM, and on the other hand, particle strength affects directly the shear strength of CGM. As a matter of fact, an

interesting result is provided by Varadarajan *et al.* (2006), who shows maximum internal friction angles ϕ'_{max} for different parallel gradations, finding that ϕ'_{max} decreases or increases depending on whether the material is a riverbed or a quarry rockfill as shown in Figure 2. Tables 1 and 2 present authors and materials for which ϕ'_{max} has resulted in an increase or a decrease for model gradations of smaller particle sizes.

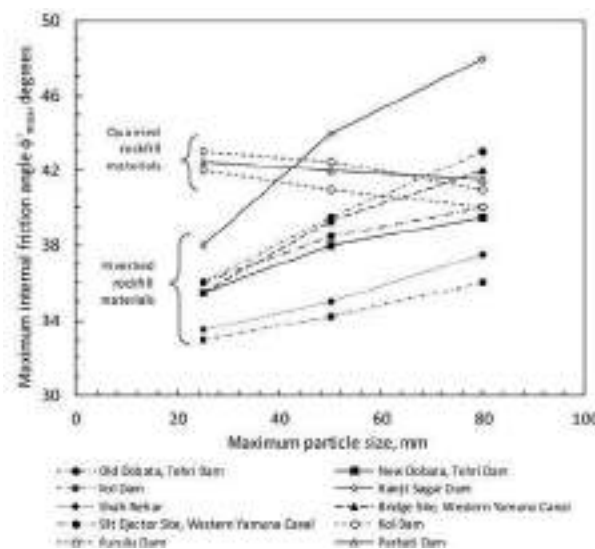


Figure 2: Variation of ϕ'_{max} with maximum particle size (Varadarajan *et al.*, 2006)

Table 1: ϕ'_{max} increases for model gradations of smaller particle sizes

Author	Material*
Marachi <i>et al.</i> (1969)	Pyramid dam
	Oroville dam
	Crushed basalt
Varadarajan <i>et al.</i> (2003)	Purulia dam
Honkanadavar and Sharma (2016)	Kol dam (quarried)

*Materials tested under triaxial compression (CID)

Table 2: ϕ'_{max} decreases for model gradations of smaller particle sizes

Author	Material*
Varadarajan <i>et al.</i> (2003)	Ranjit Sagar
de la Hoz (2007)	P-1 (fluvial deposits)
Dewangan <i>et al.</i> (2015)	Overburden dump sample
Dorador (2010)	R.L. (Heap leach material)
Kim and Ha (2014) **	Seomjin river (no reinforcement)
Honkanadavar and Sharma (2016)	Noa Dehing dam

*Materials tested under triaxial compression (CID).

** Direct shear tests

Table 3 presents a summary of critical factors governing the mechanical properties on coarse-grained materials. All the materials listed above are defined with a fines content lower than 10% due to the influence of the fines on the mechanical properties of the overall material (Verdugo and de la Hoz 2006; de la Hoz 2007). Therefore, the PGM is not recommended for CGM which contain significant amount of fines (higher than 10%). Materials with significant amount of fines can be found in glacial till, colluvium, fluvial and alluvial materials.

Table 3: Key factors to consider on mechanical properties on coarse-grained materials

Type of coarse-grained material	Particle's segregation	Mixtures of weak and strong particles	Strength reduction for larger particles
Rockfill materials	Low-moderate	Low-moderate	High
Mining waste rocks	High	High	High
Heap leached materials	Low-moderate	High	Low-high
Broken ore materials BOM	Very high	Very high	Very high
Fluvial materials	N.A	Low-moderate	Low
Alluvial materials	N.A	Low	Low
Colluvium materials	N.A	Moderate	Moderate

The parallel gradation method PGM

The parallel gradation method PGM (also known as parallel gradation technique, parallel or homothetic grain-size distribution method) was presented by Lowe (1964), although Idel (1960) had also studied the method and Leslie (1963) conducted an empirical study using this method. The objective of the PGM is to scale coarse particles to smaller particles using the same scale ratio for all particle sizes. To this end, the particle size distribution (PSD) is scaled to a smaller size distribution curve under a semi-logarithmic scale according to a similitude ratio s as shown in Figure 3. In addition, the PGM assumes to maintain the same intrinsic particle characteristics of both original and scaled particles such as compressive strength, shape, and specific gravity. Although the objective of the PGM is to reproduce the geotechnical properties of CGM based on small samples, the practice indicates that the reproducibility is not accurate. This means that a criterion for effectiveness of the PGM on the geomechanical evaluation needs to be defined before discussing empirical results regarding PGM.

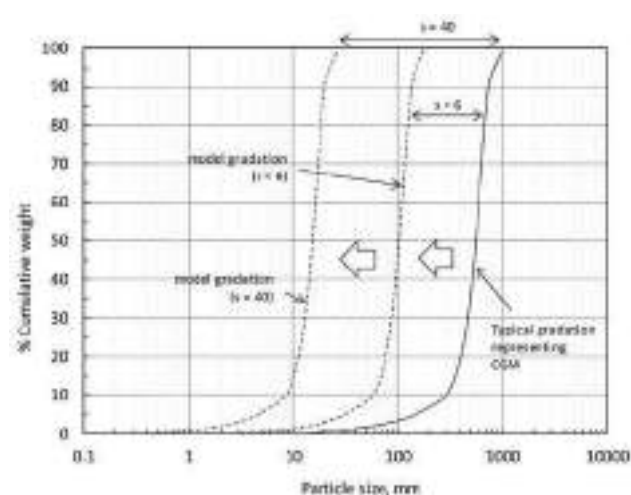


Figure 3: Parallel gradation method PGM on coarse-grained materials showing the ratio of similitudes

Criteria for effectiveness of the PGM on geomechanical evaluation of CGM

The objective of the PGM is to reproduce the original properties of CGM by means of model samples (scaled samples). This means that the results (*e.g.* shear strength) from model samples should be comparable to the original material. Then, it is practical to consider the error of repeatability as a mean to evaluate the effectiveness of the PGM in CGM. The repeatability of mechanical properties in CGM could be more difficult to reach in regard to other granular materials (*e.g.* sands). This is explained by the nature of well graded materials of CGM (*e.g.* uniformity coefficient $C_u = 50$), implying that under a random packing, the deformation characteristics and shear bands within the specimen could be developed in a distinct manner depending on the particle arrangement. Regarding this issue, not many studies have been published, although two valuable studies in sands and gravels under direct shear testing are discussed below as a means to define a criterion of the effectiveness of the PGM on CGM.

Bareither *et al.* (2006) found in backfill sands under direct shear testing that the difference in the maximum internal friction angle ϕ'_{max} can be as low as 1.5° , for the same laboratory equipment and testing conditions. Fu and Dai (2015) also presented repeatability in direct shear tests. The testing programme consisted in five tests under the same material and test conditions for three different normal stresses (143, 286 and 573 kPa). The results reported indicated differences of ϕ'_{max} of 4, 4 and 2.5° for

each normal stress respectively and then, an average of 3° of variability in terms of ϕ'_{max} . Based on the previous, but limited, studies a difference of 3° in ϕ'_{max} may be assumed as a preliminary criterion for the effectiveness of the parallel gradation method PGM, while new empirical and numerical studies allow to define a detailed criterion to evaluate the effectiveness of the PGM.

Background of PGM

Although the use of the PGM is a common practice for geotechnical characterization of coarse-grained materials and it has been employed for more than 50 years, the mechanical property evaluation of CGM using the PGM has been comprehensively studied and corroborated empirically by Marachi *et al.* (1969), Becker *et al.* (1972), Jernigan (1998), Gesche (2002), de la Hoz (2007) and Hu *et al.* (2011). These authors have confirmed the effectiveness of the PGM for a ratio of similitude s between 3 and 25 and for certain materials, which may differ with the practice of using this method. As an example, for a rockfill with maximum particle size of 1000 mm, s could be as large as 6 considering the use of a large triaxial testing equipment with a specimen diameter of 1 m and as large as $s = 40$ for conventional triaxial testing for triaxial specimens of 150 mm diameter as shown in Figure 3.

The particle breakage phenomenon on shear tests can be considered as an alternative to verify the effectiveness of the parallel gradation method. Due to the particle's nature, rock-piles materials (first group material, according to Figure 1) can be subjected to a wide range of particle breakage, in contrast to sedimentary CGM (second group materials), comprised of fluvial and alluvial particles of high particle strength. In fact, sedimentary CGM are affected by low or negligible amount of particle breakage during shear testing, which can be corroborated on triaxial compression tests results under confining pressures between 50 and 600 kPa (Gesche, 2002; de la Hoz, 2007; Dorador, 2010). Thus, particle breakage is discussed on CGM classified as rock-piles materials and the Marsal (1973)'s B_g index is considered. The parameter of grain breakage B_g is equivalent to the sum of the positive values of the differences (ΔW) between the percentage retained by weight under each particle size fraction before and after testing.

Relevant experimental studies regarding PGM on CGM

These experiments consider an original PSD with maximum particle sizes of gravel sizes and up. In addition, they consider a similarity ratio s between the original and model gradation larger than 3. Also, the experiments presented as follow were triaxial compression tests on remoulded samples.

Leslie (1963) was probably the first author in publishing empirical data employing the PGM. Figure 4a shows Leslie's four parallel gradations on alluvial soil with subrounded to subangular particles and a largest similarity ratio s of 8.3 among the four gradations. From triaxial tests with diameter and length specimens of 150 x 351, 152 x 305 and 305 x 701 mm and a confining pressure of 400 kPa, ϕ'_{max} between 38 and 40° were obtained as shown in Figure 4b. Although the void ratio diminishes slightly for larger particle sizes as shown in Figure 4b, the maximum difference of internal friction angle among each parallel gradation is 2 degrees. Thus, the Parallel Gradation Method was corroborated for this material, under a similitude ratio of 8.

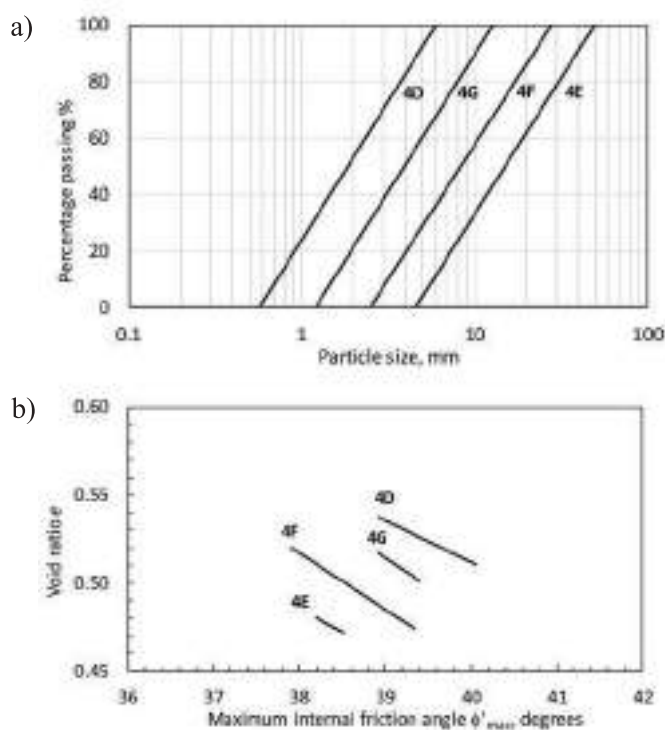


Figure 4: Triaxial compression test results reported by Leslie (1963). a) Parallel gradations and b) ϕ'_{max} versus void ratio

Marachi *et al.* (1969) studied rockfill materials from different origins and properties. While the shear tests were triaxial compression for specimen diameter samples of 914, 305 and 71 mm, maximum particle diameter were of $D_{100} = 150, 50$ and 12 mm. Consolidation pressures on specimens were 0.21, 0.98, 2.94 and 4.55 MPa. The first material named as Pyramid dam consisted in an argillite rockfill from quarry blasting with very angular particles. The second material is a crushed basalt, consisting of a quarry rockfill with very angular particles. The third material is a rockfill material consisting of rounded particles from a meta-volcanic rock (amphibolite). Gradations are shown in Figure 5 and internal friction angle results are presented in Figure 6.

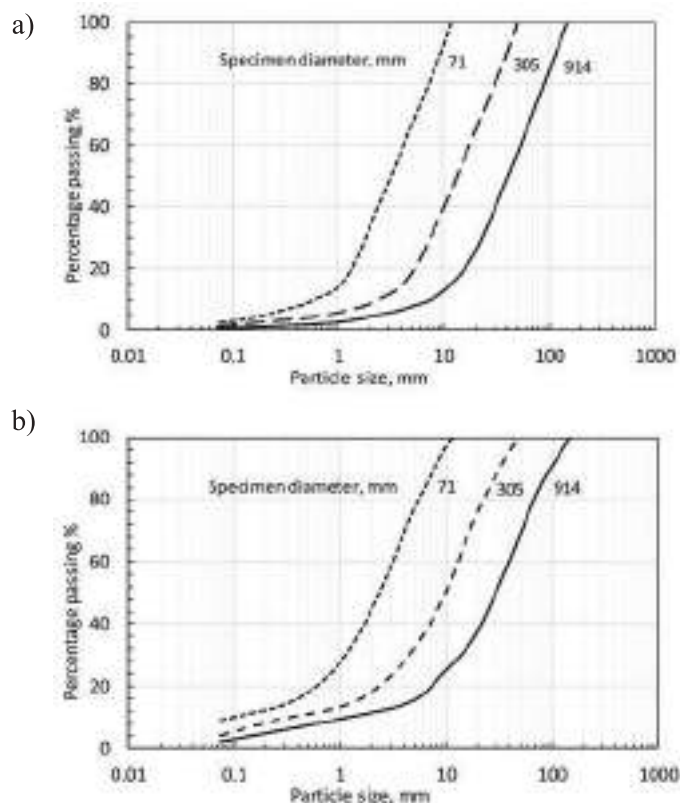


Figure 5: Gradations of: a) Pyramid dam material and crushed basalt material and b) Oroville dam material

Coincidentally, for these three materials there are differences from 3 to 5° of ϕ'_{max} between the 914 and 71 mm diameter specimen. However, ϕ'_{max} varied less than 2° for the specimens of $D_{100} = 150$ and 50 mm ($s = 3$). Thus, under the criteria of effectiveness previously defined, the PGM was corroborated for these three materials under $s = 3$. Regarding particle breakage, it is confirmed a high amount of particle breakage for rock-piles materials (Pyramid dam

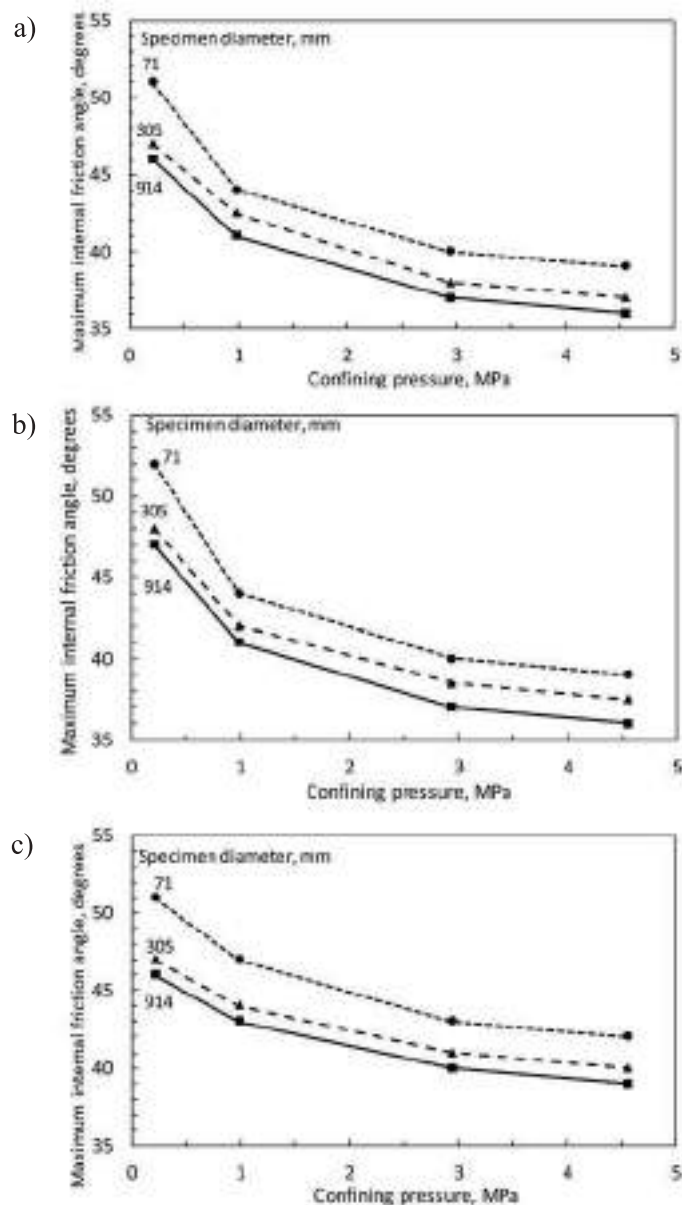


Figure 6: Maximum internal friction angle versus confining pressure for: a) Pyramid dam, b) crushed basalt and c) Oroville dam (Marachi *et al.*, 1969)

material and crushed basalt), reaching a maximum B_g of 43 and 34, in contrast of Oroville material (sedimentary CGM) with a value of $B_g = 18$.

Becker *et al.* (1972) studied the effectiveness of the PGM for a sandstone rockfill. Gradations and internal friction angle results are presented in Figure 7. According to the maximum internal friction angle results, the difference of ϕ'_{max} among the three specimen sizes (diameters of 914, 305 and 71 mm) is less than 3°, which confirmed the effectiveness of the PGM for a similitude ratio of up to 12. Regarding particle breakage, this material reached a

maximum B_g of 33, which is consistent with its material' nature (rock-pile).

Jernigan (1998) focused on studying the feasibility of using the PGM applied to crushed stone ballast. One of the materials tested was a Swedish ballast. Material characteristics are presented in Figures 8a and 8b. For this material, the difference between ϕ'_{max} for the three scaled gradations is not greater than 3° for each confining pressure, which is why this method is considered effective for this material ($s = 4$). Jernigan (1998) did not include explicitly particle breakage values, although it is assumed that negligible particle breakage was obtained, taking into account the particle's soundness for both materials, combined to a maximum confining pressure applied on testing of 200 kPa.

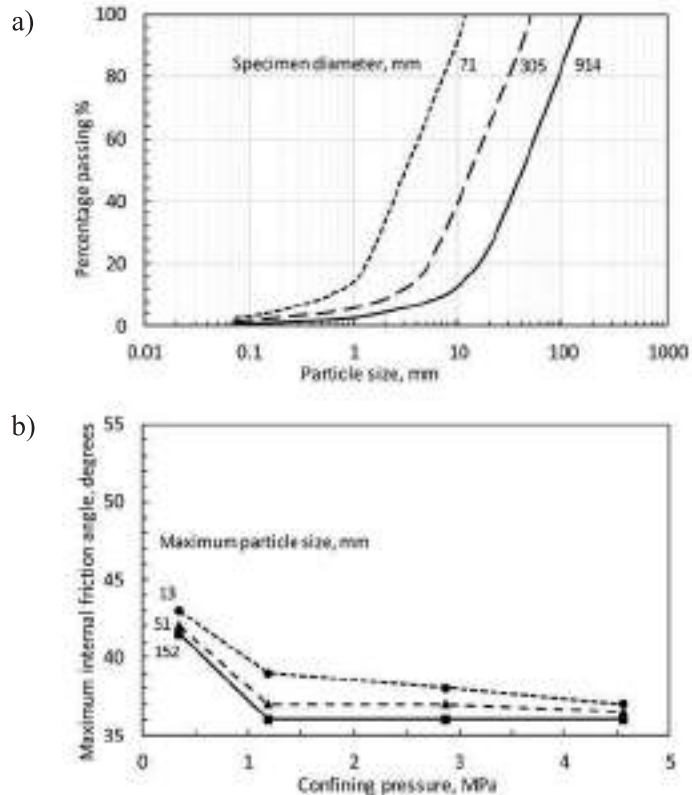


Figure 7: a) Gradations of Venato dam sandstone and b) maximum internal friction angle versus confining pressure (Becker *et al.*, 1972)

Regarding the Quartzite material, Figures 9a and 9b show that, for the confining pressures of 20 and 160 kPa, the difference between ϕ'_{max} is less than 3° . However, for the pressures of 40 and 80 kPa, the difference is greater than 4° . Thus, the PGM was partially corroborated for this material ($s = 4.5$ for scaled samples).

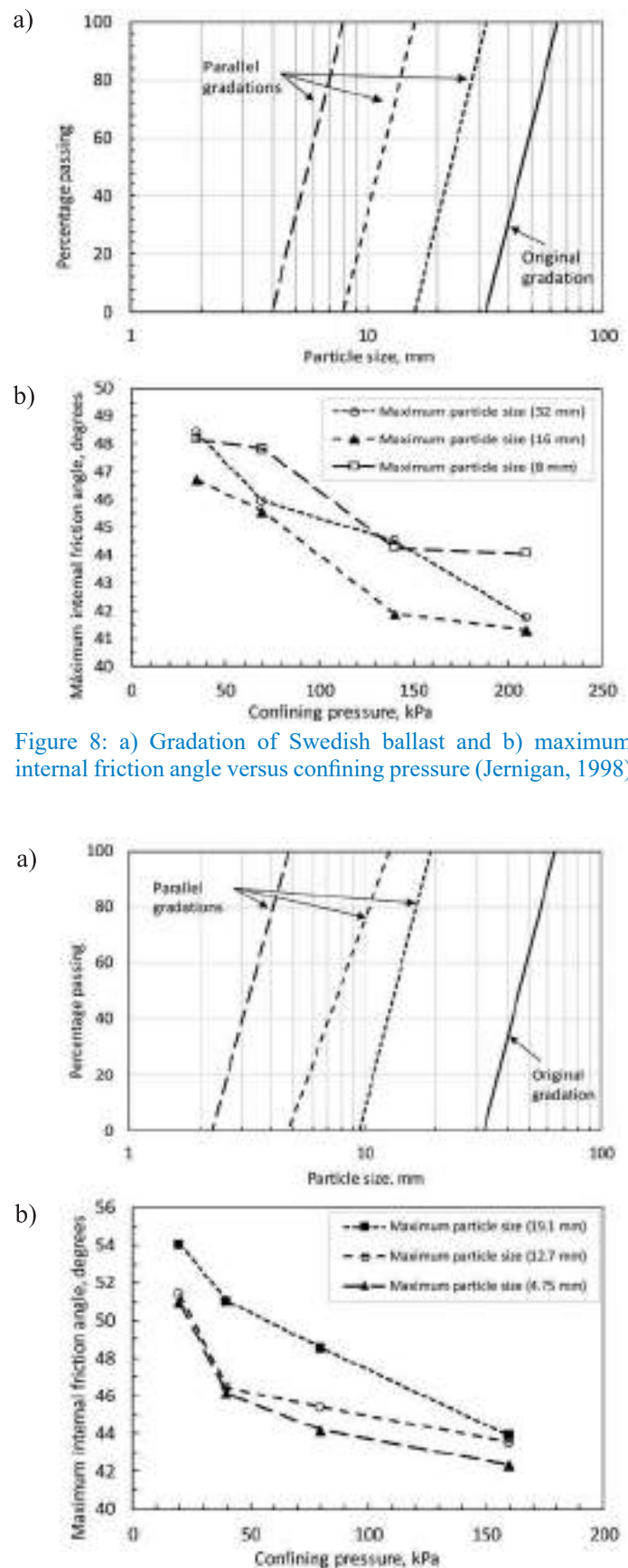


Figure 8: a) Gradation of Swedish ballast and b) maximum internal friction angle versus confining pressure (Jernigan, 1998)

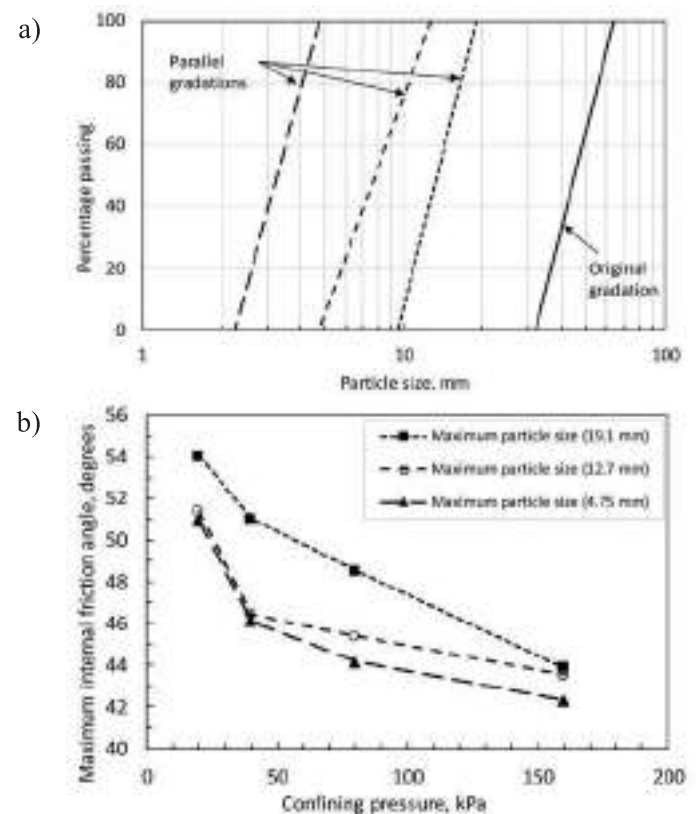


Figure 9: a) Gradation of Quartzite and b) maximum internal friction angle versus confining pressure (Jernigan, 1998)

The studies by Verdugo *et al.* (2003) considered four sandy gravel type materials, of which two of them are discussed in this section. The first material was defined as A1, which corresponds to a gravel material from a river bed, with rounded particles and gradations as depicted in Figure 10a ($s = 25$). According to the results of ϕ'_{max} shown in Figure 10b, the variation is no greater than 3° except for a couple of tests (below 70 kPa of confining pressure), which have a difference of more than 6° .

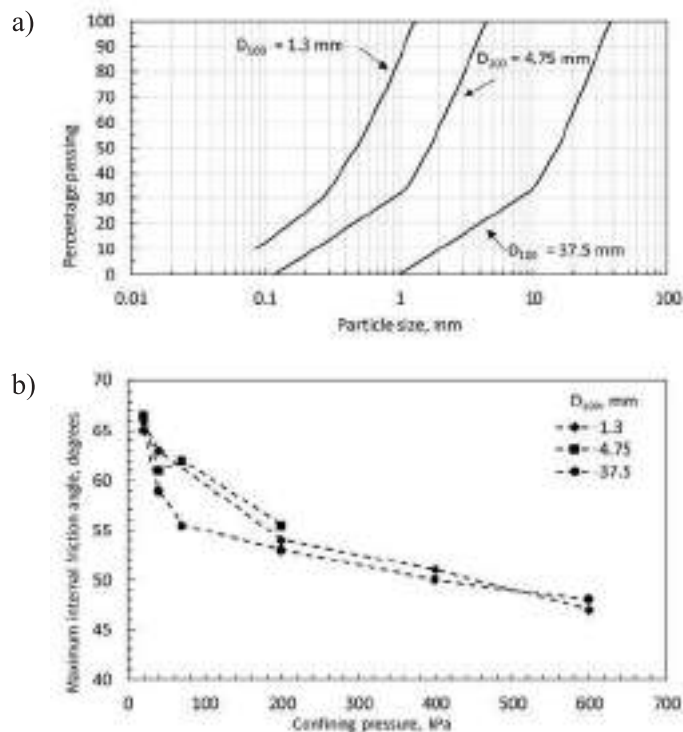


Figure 10: a) Gradations of A1 and b) maximum internal friction angle versus confining pressure (Verdugo *et al.*, 2003)

The second material was defined as M1, which is also a river gravel, but of crushed type (subangular particles) that were acquired from an aggregate distributor. Four PSD represented in Figure 11a ($s = 20$) were analyzed. The results of ϕ'_{max} shown in Figure 11b indicate that the variation of ϕ'_{max} for the four parallel gradations is between 3 and 5° , so the method was partially corroborated for this material.

Continuing the same line of research by Gesche (2002), de la Hoz (2007) studied a river bed gravel (with rounded to subrounded particles) and generated two sets of gradations (M2 and M3) with fines content lower than 10% (both materials classified as sedimentary CGM). The material

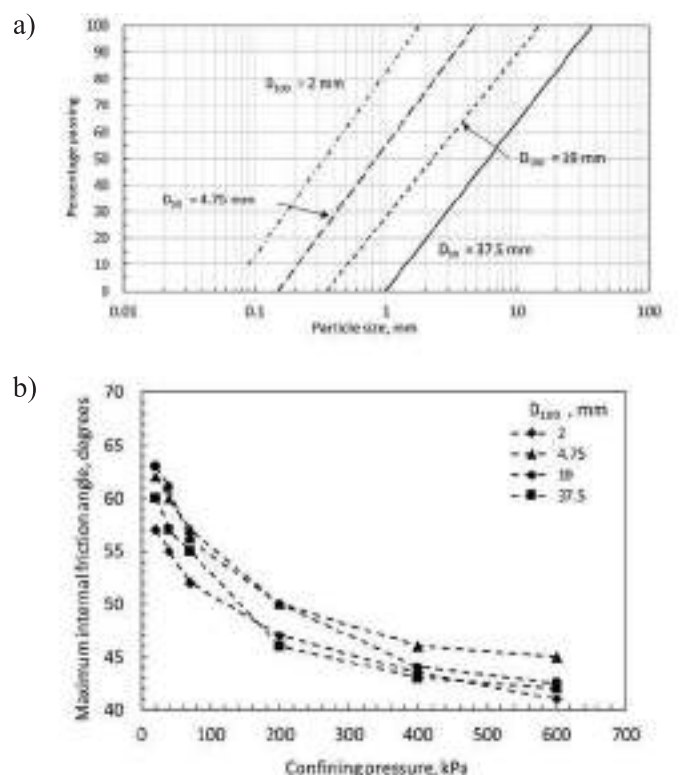


Figure 11: a) Gradations of M1 and b) maximum internal friction angle versus confining pressure (Verdugo *et al.*, 2003)

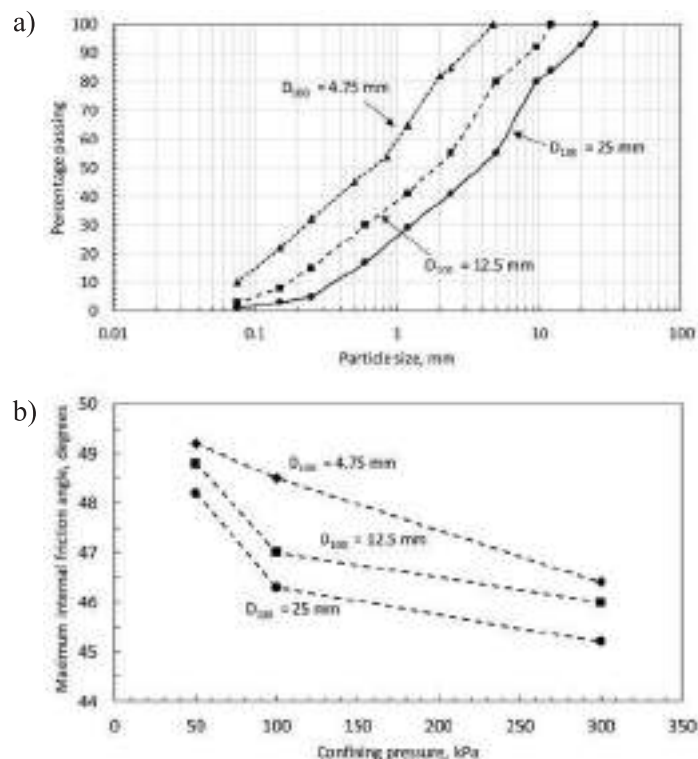


Figure 12: a) Gradation of M2 and b) maximum internal friction angle versus confining pressure (de la Hoz, 2007)

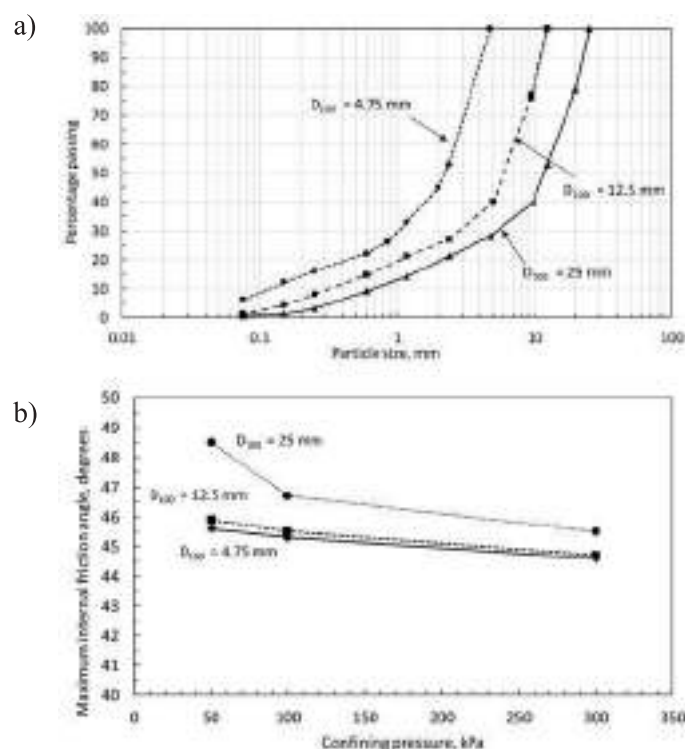


Figure 13: a) Gradation of M3 and b) maximum internal friction angle versus confining pressure (de la Hoz, 2007)

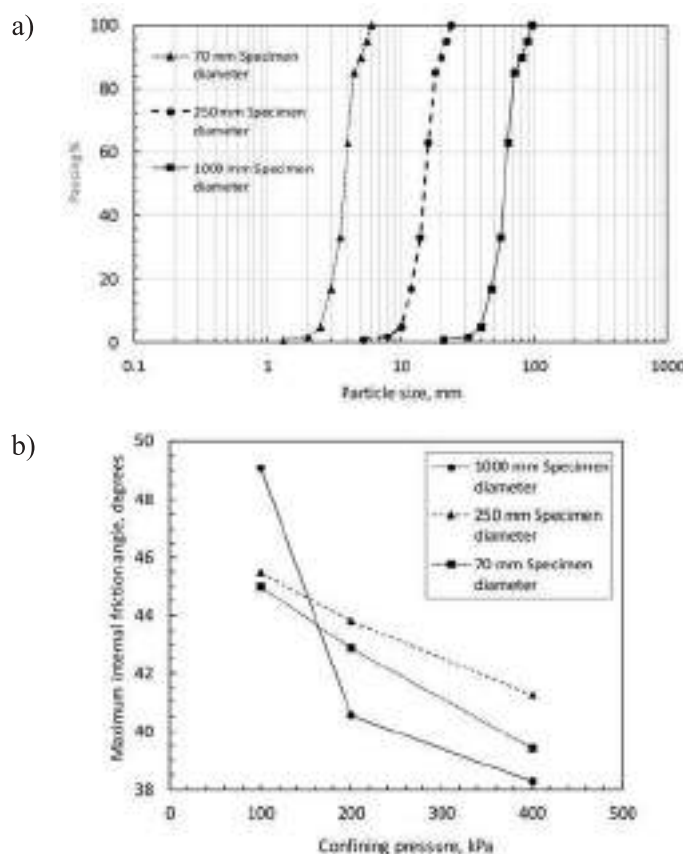


Figure 14: a) Gradation of limestone rock and b) maximum internal friction angle versus confining pressure (Hu *et al.*, 2011)

M2 is presented with its gradations in Figure 12a ($s = 5.5$). As shown in Figure 12b, ϕ'_{max} varies between 1 and 2°, corroborating the effectiveness of the PGM for this material. Finally, results with the M3 material are shown in Figure 13, where it can be observed that the variation of ϕ'_{max} is also less than 3° for each applied confining pressure, also corroborating the PGM for this material ($s = 5.5$).

Moreover, Hu *et al.* (2011) analysed the effectiveness of PGM by testing a limestone rock. The PSD studied are shown in Figure 14a ($s = 14$). According to CID triaxial tests, the difference in ϕ'_{max} for the 3 gradations analysed, resulted between 3 and 4° for each confining pressure as can be observed in Figure 14b. In addition, it is highlighted a difference of 11° for the 1000 mm specimen diameter for confining pressures between 100 and 400 kPa, which can be explained by the amount of particle breakage with $B_g = 34$ and 46, respectively.

Considerations when using the PGM

Despite the reliability of the PGM method (*e.g.* Jernigan, 1998; Verdugo and de la Hoz, 2006; Dorador, 2010), several properties must be kept between the original PSD and the model gradation to validate the method, which are developed through this section as follow.

a) Maximum of 10% fines in model gradation samples

The fines content significantly affects the shear strength and soil behaviour on granular materials (*e.g.* de la Hoz, 2007). Some types of CGM such as heap leap materials HLM, glacial tills and colluviums are more likely to have more than 10% of fines content impacting the effectiveness of the PGM. Even, PSD with less than 10% of fines content could also be not reliable for the use of the PGM because finer parallel gradations could reach fines content higher than 10% depending on how large the similitude ratio is.

b) Parallelism between original and model gradations

The parallel gradation is difficult to reach in practice because of the restriction of 10% of fines content on the model gradation to be kept. As a matter of fact, a common practice is to impose a fine content of 10% but loosing the parallelism at the finer branch of the model gradation as depicted in Figure 15, which will affect the effectiveness of the PGM (Dorador *et al.*, 2017).

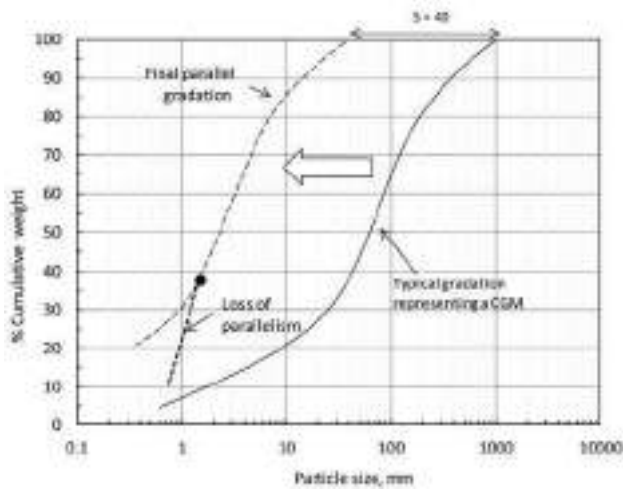


Figure 15: PGM affected by restriction of 10% of fines content

c) Similar minimum and maximum density from original to model gradations

The relative density (RD) is a standard parameter used in granular soils (ASTM C128, 2015; ASTM D4253, 2016; ASTM D4254, 2016). Although RD has been questioned (e.g. Hamidi *et al.*, 2013; Holtz, 1973), the use of the RD on CGM is the common practice when defining its compaction degree and is a recurrent parameter for laboratory testing when scaling between the original and model gradations. The main fact is to maintain similar minimum and maximum densities on CGM on both original and model gradations. However, the minimum density increases for larger D_{50} , which decreases the range of densities for original gradations (Abbas, 2012; Dorador, 2010; Riquelme and Dorador, 2017). Minimum and maximum density test results for samples are interpreted with parallel gradations, that is, using the same scale ratio for all particle sizes, and considering ASTM D4254 (2016) and thus avoiding issues associated with sample preparation. This can be explained in part by a combined effect of self-weight of larger particles, changes in particle's roughness for different sizes and a segregation process during testing, which tends to compress smaller particles during the procedure of pouring under the standard ASTM D4254 (2016). The implications of this finding are that RD is not an ideal parameter to compare densities of both original and model gradations, and probably the Relative Compaction parameter RC (Tavenas *et al.*, 1973), expressed in equation (1) as a function of the dry unit weight γ_d and maximum dry unit weight γ_{dmax} , is a more reliable parameter to use when applying the PGM on CGM. This is a topic under

ongoing investigation which may improve the choice of density of model gradation samples regarding in-situ and laboratory testing.

$$RC = \frac{\gamma_d}{\gamma_{dmax}} \quad (1)$$

d) Maintain particle shape between original and parallel PSD

The change in particle shape between the original and parallel PSD is one of the major drawbacks of this method. There are several studies regarding the influence of particle shape in terms of its implication on mechanical properties on granular soils (e.g. Koerner, 1970; Santamarina and Cho, 2004; Vallergera *et al.*, 1957). Certainly, CGM experience changes in particle shape under different ranges of particle sizes. The first example are coarse fluvial soils, whose particles could be rounded and subrounded under gravel sizes, but subrounded to subangular on sands sizes (e.g. Gesche, 2002; Marachi *et al.*, 1969). By comparison, quarry rockfill materials, HLM and MWRM, can inherit large particles with high aspect ratios from the parental rock and influenced by blasting, but they can contain smaller and more spherical angular particles at smaller sizes. A case study regarding the change of particle shape for different particle sizes was introduced by de la Hoz (2007). This author studied a riverbed rockfill material containing large subangular, with high aspect ratio particles, but smaller rounded to subrounded particles. Results of triaxial compression CID tests indicate variations of ϕ'_{max} between 12 and 14° under a consolidation pressure of 100 to 400 kPa between original and model gradation ($s = 21$). Le Penn *et al.* (2013) have proposed a practical procedure to characterize the particle shape, which can contribute in controlling the particle shape on scaled samples. Thus, it is recommended to use low similitude ratios to avoid significant change of particle shape between the original and model gradation.

e) Maintain mineralogy and compressive strength on particles

This is probably the main drawback of this method. As explained before in the section of classification in terms of origin, the particle's strength changes for some CGM depending on its particle size, which affect directly the

effectiveness of this method. This issue is also pointed out by Parkin (1991), who states that scaled samples may be obtained from fine components, which often form from inferior material. Thus, four practical cases, which depend on the particle strength of a CGM, are developed as follow:

Case 1: Particle's strength does not change with size: Under this case, the parallel gradation method PGM works. Coarse fluvial and alluvial soils, strong crushed ballasts and quarry rockfills of sedimentary rocks (*e.g.* sandstone, limestone) are examples of CGM that may classify under this designation.

Case 2: Particle's strength decreases for larger particles: It is well accepted the size-scale effect on single rocks explained by the fact that larger particles have a greater likelihood of containing defects, veins, and smaller discontinuities, which contribute to weakening the block. As a matter of fact, a shear strength model considering the size-scale effect has been proposed by Frossard *et al.* (2012). Examples of CGM for case 2 are MWRM, quarry rockfills from igneous and metamorphic rocks and BOM.

Case 3: Particle's strength decreases for smaller and larger particles: As explained for case 2, CGM can decrease their shear strength and stiffness properties for larger

particles, although an additional scale effect can be noticed from gravel sizes towards sands. For instance, in case of considering a heterogeneous CGM such as quarry rockfills or MWRM, a portion of smaller particles could be the result of weaker components of the parental rock (*e.g.* weathered rock), which result in a lower shear strength of this portion of material when compared with larger particles of the CGM (*e.g.* gravels). Another example is a coarse heap leach material HLM, whose particles can be weaker for smaller sizes due to chemical weathering and weaker for larger particles as well (due to the inherit of the parental rock).

Case 4: Particle's strength decrease for smaller particles: This case is a particular scenario of case 3 in which the effect of larger particles in decreasing the overall mechanical properties is negligible. HLM with a few percentages of large particles and some coarse alluvial and fluvial materials are example of this case.

Therefore, based on these four cases, a chart is provided in Figure 16. This chart is intended to identify how the overall shear strength and deformation modulus of the CGM will change for different D_{50} values.

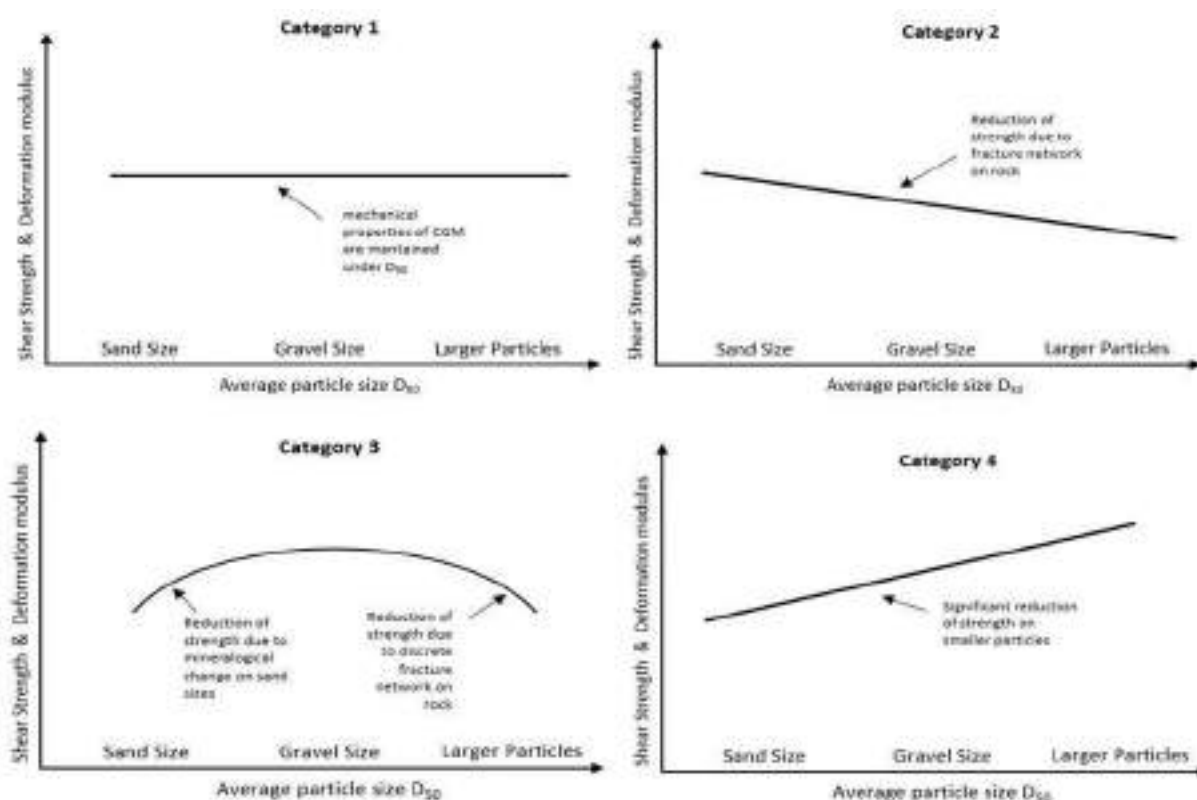


Figure 16: Four cases of CGM showing how the mechanical properties vary based on the compressive strength of particles



f) Mixture of particles of different strength on CGM

Mixtures of different particle's strength on CGM is quite common in practice. Some examples are quarry rockfills and waste rock piles from different rock sources. However, few studies are available regarding to how weak particles affect the mechanical properties of the overall material. Authors such as Valdes and Leleu (2008), D'Espessailles *et al.* (2014) and Wang *et al.* (2016) have reported laboratory shear strength testing programmes on mixed sands, while Dorador and Urrutia (2017) reported a case study of geotechnical properties of a rockfill material with different percentages of weathered and sound particles. More studies are required to develop this topic, although for practical purposes, the overall ϕ'_{max} of both weak and strong coarse materials (ϕ'_w and ϕ'_{st}) could be approximated as a weighted average of the particle content percentage of both weak C_w and strong C_{st} particles as:

$$\phi' = \frac{\phi'_w C_w + \phi'_{st} C_{st}}{100} \quad (2)$$

Recommendations when using the PGM on coarse granular materials

The parallel gradation method PGM is a procedure to scale geotechnical properties of CGM by means of a small portion of material. Figure 17 provides a chart of recommended similitude ratio s for several types of CGM. However, it is not recommended to scale too far (Parkin, 1991), because the particle properties of both original and scaled samples can change dramatically. Two types of representative CGM will be treated. In addition, laboratory testing aiming to evaluate the mechanical properties of CGM are also discussed.

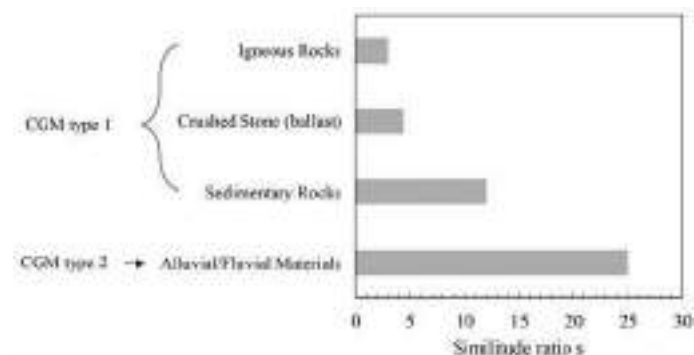


Figure 17: Recommended similitude ratio s for CGM when applying the PGM

Type 1 gradation: coarse uniform gradations

Two types of uniform gradations are defined in Figures 18. Gradation Type 1A is a full uniform gradation, which is ideal in terms of scaling using PGM, which is consistent with the recommendations by Parkin (1991) of using the PGM for hard rocks and narrow gradations. Type 1B is the typical uniform gradation with some oversize particles. For this example, it is recommended the PGM and scalping up to a 20% of oversize.

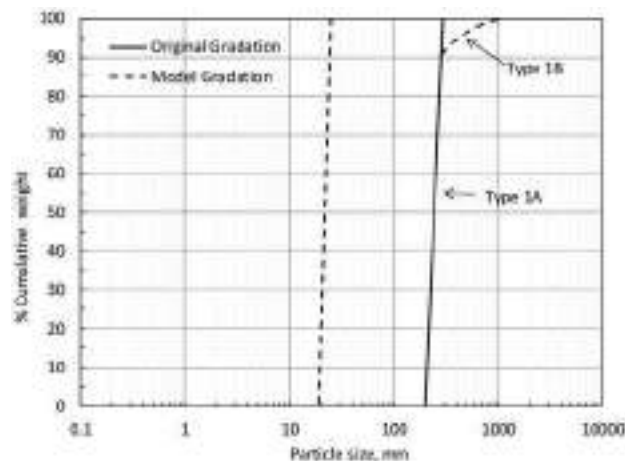


Figure 18: Types of coarse gradations for PGM (type 1)

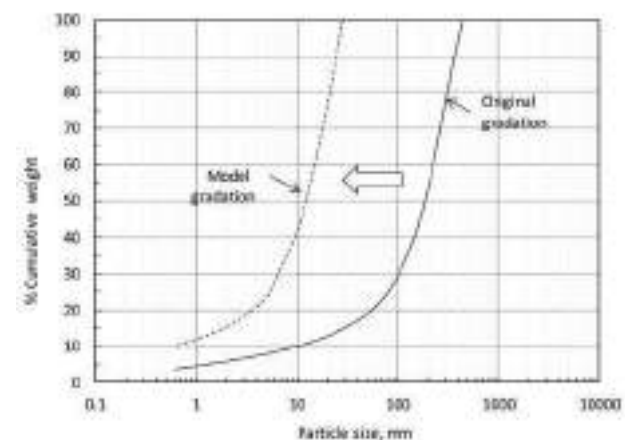


Figure 19: Types of coarse gradations for PGM (Type 2)

Type 2: uniform coarse gradations with fine gradation

Figure 19 depicts some uniform coarse gradations with fine gradation which is frequent in MWRM and quarry rockfills. The PGM can be applied specially considering the restriction of 10% of fines and keeping similar particle strength on original and model gradations. A key issue on this type of gradation is that the fine branch could affect



the mechanical properties of the CGM. As the particles belonging to the fine gradation branch are significantly smaller than the average size of coarser particles, then the fine branch reduces the strength of the overall CGM. Thus, the use of the PGM on Type 2 gradations must be applied with caution, specially maintaining the parallelism between original and model gradations.

Final remarks

Coarse granular materials (CGM) usually require procedures to scale the size of large particles for geotechnical characterization purposes, for instance the assessment of shear strength. In this work the effectiveness of the parallel gradation method (PGM), which consists in scaling samples with coarse particles (larger than 75 mm) through smaller particles using the same scale ratio for all particle sizes, was analysed. The effectiveness of the PGM was analysed in terms of maximum internal friction angle under specific materials types (alluvial/fluvial materials, crushed stone ballasts, igneous and sedimentary rockfills).

CGM should not be considered directly as scale-independent when considering the PGM except when the intrinsic grain properties among the original and scaled gradations are maintained, which has been corroborated only on specific CGM such as fluvial/alluvial materials, crushed ballasts, and some rockfills from sedimentary rock origin. The next recommendations should be considered when using the PGM: a) adopt a maximum of 10% fines in model gradation samples, b) keep parallelism between original and model gradations, c) keep similar minimum and maximum density from original to model gradations, d) maintain particle shape between original and parallel PSD, e) maintain mineralogy and compressive strength on particles and f) balance for mixture of particles of different strength on CGM.

In addition, the application of the PGM on rockfills from igneous rocks represents a major challenge and should be used with major caution. Thus, recommendations in the use of the PGM for different size scaling factors (similitude ratio s) for several types of CGM are provided, and the use of others scaling methods (*e.g.* scalping method) should be considered in case the PGM cannot be applied.

Another relevant remark is that the minimum dry unit weight increases for larger D_{50} , which means that when

comparing parallel gradations based on the relative density RD, the actual density of each material will be different. Thus, it is recommended the use of the relative compaction parameter RC, which relies on the dry unit weight and maximum dry unit weight only.

References

- Abbas, A.M. (2012). Uncompacted void content versus maximum particle size for rockfill materials. *International Journal of Engineering Science and Technology* 4(1), 197-203
- ASTM C128 (2015). Standard test method for relative density (specific gravity) and absorption of fine aggregate. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- ASTM D4253 (2016). Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- ASTM D4254 (2016). Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- Bareither, C.A., Benson, C.H. and Edil, T.B. (2006). Reproducibility of direct shear tests conducted on granular backfill materials. *Geotechnical Testing Journal* 31(1), 84-94
- Becker, E., Chan, C.K. and Seed, H.B. (1972). Strength and deformation characteristics of rockfill materials in plane strain and triaxial compression tests. Report No TE-72-3. Dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley, USA
- de la Hoz, K. (2007). *Estimation of the shear strength parameters of coarse granular materials*. MSc thesis, University of Chile, Santiago, Chile (in Spanish)
- D'Espessailles, N., Dorador, L. and Pastén, C. (2014). Particle breakage in blasting sands from a mining tunnel under simple shear stresses. *IV South-American Young Geotechnical Engineering Conference*. Bogotá, Colombia (in Spanish)
- Dewangan, P.K., Pradhan, M. and Ramtekkar, G.D. (2015). Effect of fragment size, uniformity coefficient and moisture content on compaction and shear strength behavior of coal mine overburden dump material. *European Journal of Advances in Engineering and Technology* 2(12), 1-10
- Dorador, L. (2018). Una revisión de la metodología de granulometría paralela o escalamiento de curvas homotéticas aplicado a la caracterización geotécnica de materiales granulares gruesos. *X Congreso Chileno de Geotecnia*, Valparaíso, paper 1259



- Dorador, L. (2010). *Experimental analysis of the methodologies of homothetic and shear curves in the geotechnical property evaluation of coarse soils*. MSc thesis, University of Chile, Santiago, Chile (in Spanish)
- Dorador, L. and Urrutia, J. (2017). Geotechnical characterisation of coarse-grained soils containing weak and strong particles mixtures. *70th Canadian Geotechnical Conference, GeoOttawa 2017*, Ottawa, ON, Canada
- Dorador, L., Anstey, D. and Urrutia, J. (2017). Estimation of geotechnical properties on leached coarse material. *70th Canadian Geotechnical Conference, GeoOttawa 2017*, Ottawa, ON, Canada
- Frossard, E., Hu, W., Dano, C. and Hicher, P.Y. (2012). Rockfill shear strength evaluation: a rational method based on size effects. *Géotechnique* **62**(5), 415-427
- Fu, W.X. and Dai, F. (2015). Scale dependence of shear strength for a coarse granular soil using a superimposition-nest type of direct shear apparatus. *Arabian Journal of Geosciences* **8**(12), 10301-10312
- Gesche, R. (2002). *Evaluation methodology of the shear strength parameters of coarse grained soils*. Civil Engineer degree project. University of Chile, Santiago, Chile (in Spanish)
- Hamidi, B., Varaksin, S. and Nikraz, H. (2013). Relative density concept is not a reliable criterion. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement* **166**(2), 78-85.
- Holtz, W.G. (1973). The relative density approach - uses, testing requirements, reliability, and shortcomings. *Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils*, Selig, E. and Ladd, R., (eds.). ASTM STP 523, 5-17
- Honkanadavar, N.P. and Sharma, K.G. (2016). Modeling the triaxial behavior of riverbed and blasted quarried rockfill materials using hardening soil model. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* **8**(3), 350-365
- 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
- Idel, K.H. (1960). *Die Scherfestigkeit rolliger Erdstoffe*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Fridericiana in Karlsruhe, Germany (in German)
- Jernigan, R.L. (1998). *The physical modeling of soils containing oversized particles*. PhD thesis, University of Colorado at Boulder, USA
- Kim, D. and Ha, S. (2014). Effects of particle size on the shear behavior of coarse grained soils reinforced with geogrid. *Materials* **7**(2), 963-979
- Koerner, R.M. (1970). Effect of particle characteristic on soil strength. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **96**(4), 1221-1233
- Le Pen, L.M., Powrie, W., Zervos, A., Ahmed, S. and Aingaran, S. (2013). Dependence of shape on particle size for a crushed rock railway ballast. *Granular Matter* **15**(6), 849-861
- Leslie, D.D. (1963). Large scale triaxial tests on gravelly soils. *Second PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil*, 181 - 202
- Lowe, J. (1964). Shear strength of coarse embankment dam materials. *8th International Congress on Large Dams*, Edinburgh, UK. vol.3, 745-761
- Marachi, N.D., Chan, C.K., Seed H.B. and Duncan, J.M. (1969). Strength and deformation characteristics of rock fill materials. Report No. TE-969-5, Department of Water Resources, University of California, Berkeley, California, USA
- Marsal, R.J. (1973). Mechanical properties of rockfill. *Embankment Dam Engineering*, Casagrande volume, R.C. Hirshfield and S.J. Polous (eds.), John Wiley & Sons Inc., New York, USA, 109-200
- Parkin, A.K. (1991). Through and overflow rockfill dams. *Advances in Rockfill Structures*, E. Maranha das Neves (ed.), Kluwer Academic Publishers, The Netherlands, 571-592
- Riquelme, J. and Dorador, L. (2017). Methodology to determine maximum and minimum void index in coarse granular soils from small-scale tests correlations. *70th Canadian Geotechnical Conference, GeoOttawa 2017*, Ottawa, ON, Canada
- Santamarina, J.C. and Cho, G.C. (2004). Soil behaviour: The role of particle shape. *Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference*, Thomas Telford, London, UK, vol. 1, 604-617
- Tavenas, F.A., Ladd, R.S. and La Rochelle, P. (1973). Accuracy of relative density measurements: results of a comparative test program. *Evaluation of Relative Density and its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils*, Selig, E. and Ladd, R., (eds.). ASTM STP 523, American Society for Testing and Materials, 18-60



- Valdes, J.R. and Leleu, S.L. (2008). Influence of mineral composition on the simple shear response of sands: Experimental study. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **134**(12), 1820-1824
- Vallerga, B.A., Seed, H.B., Monismith, C.L. and Cooper, R.S. (1957). Effect of shape, size, and surface roughness of aggregate particles on the strength of granular materials. *Road and Paving Materials: Second Pacific Area National Meeting*, American Society for Testing and Materials, Los Angeles, California, USA, ASTM STP 212, 63-74
- Varadarajan, A., Sharma, K.G., Abbas S.M. and Dhawan, A.K. (2006). The role of nature of particles on the behaviour of rockfill materials. *Soils and Foundations* **46**(5), 569-584
- Varadarajan, 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. and de la Hoz K. (2006). Strength and stiffness of coarse granular soils. *Geotechnical Symposium Soil Stress Strain Behaviour: Measurement, Modelling and Analysis*. Rome, March 16–17, H.I. Ling, L. Callisto, D. Leshchinsky, and J. Koseki (eds.), Springer, Dordrecht, The Netherlands, 243–252
- Verdugo, R., Gesche, R. and De la Hoz, K. (2003). Evaluation methodology of the shear strength parameters of coarse granular soils. *12th Pan American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Cambridge, MA, USA, vol. 1, 691-696 (in Spanish)
- Wang, J.J., Qiu, Z.F., Deng, W.J. and Zhang, H.P. (2016). Effects of mudstone particle content on shear strength of a crushed sandstone–mudstone particle mixture. *Marine Georesources & Geotechnology* **34**(4), 395-402



Modelo de bloque deslizante para analizar el comportamiento cinemático de deslizamientos en suelos a partir de las fuerzas resultantes de un modelo de equilibrio límite

A sliding block model to analyse the kinematic behaviour of soil landslides from the resultant forces of a limit equilibrium analysis

Fecha de entrega: 23 de julio 2019
Fecha de aceptación: 14 de abril 2020

Andrés Felipe Prieto, Laura Camila Cantor y Carlos Eduardo Rodríguez

Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Carrera 7 No 40-62, Bogotá D.C, Colombia,
aprietoc@javeriana.edu.co, cantor.l@javeriana.edu.co, crodriguezp@javeriana.edu.co

En este trabajo se plantea un modelo bidimensional de bloque deslizante -discretizado en dovelas-, en el cual se acoplan las variables geométricas, mecánicas y reológicas del deslizamiento que permite el análisis del comportamiento cinemático de los deslizamientos en suelos. El movimiento de la masa deslizada es modelado mediante un sistema de bloques adyacentes conectados mediante resortes. La resistencia al movimiento es dada por el modelo reológico Coulomb-viscoso, en el cual se consideran las componentes friccionantes y viscosas, representadas con un sistema en paralelo compuesto por un deslizador y un amortiguador, respectivamente. La ecuación de movimiento del modelo corresponde a una ecuación diferencial lineal de segundo orden. Esta es resuelta por el método de diferencias finitas, obteniendo una ecuación explícita para conocer el desplazamiento, velocidad y aceleración de cada dovela. Se realizó un algoritmo en el software MATLAB® en el cual se programaron las ecuaciones necesarias para obtener resultados de la cinemática del deslizamiento. Por medio del algoritmo, fue posible realizar un análisis de sensibilidad a los parámetros del modelo. Este fue ejecutado en el problema del bloque deslizante en el talud infinito, donde se logra conocer la influencia de cada parámetro del modelo. El modelo es aplicado al deslizamiento de Hiegaesi, ocurrido en Japón en 1998, donde se logró modelar el comportamiento cinemático teniendo en cuenta los registros reportados. Sin embargo, se considera necesario más investigación para poder aplicar el modelo propuesto en la predicción del comportamiento cinemático de deslizamientos, debido a las limitaciones discutidas en este documento.

Palabras clave: distancia de viaje, velocidad del deslizamiento, bloque deslizante, cinemática de deslizamientos, viscosidad, ecuación de movimiento, método de diferencias finitas

In this paper, a two-dimensional sliding block model –discretized in slices- is presented, in which the geometrical, mechanical and rheological variables of the landslide are considered in order to analyse the soil landslide kinematic behaviour. The movement of the sliding mass is presented as a system of adjacent blocks; the movement strength is given by the Coulomb-viscous rheological model, where the friction and viscous components are considered, represented by a parallel system of a slider and a damper, respectively. The movement equation of the model corresponds to a second order differential equation, which was solved by the finite difference method, obtaining an explicit equation to know the displacement, velocity and acceleration of each block. An algorithm was developed in MATLAB® software, where movement equations were programmed to obtain results of the sliding kinematics. With the algorithm developed it was possible to make a sensitivity analysis to the parameters of the model. This was implemented in the problem of the sliding block at infinity slope, where it was possible to know the influence of each of the parameters of the model. The model has also been applied to the Hiegaesi landslide occurred in Japan in 1998, where the kinematic behaviour has been analysed in the model, regarding the records reported. However, further research is needed in order to apply the published model for prediction of the kinematic behaviour of landslides due to different limitations discussed in this paper.

Keywords: landslide runout, landslide velocity, sliding block, landslide kinematics, viscosity, movement equation, finite difference method

Los deslizamientos son eventos naturales que pueden llegar a afectar el tránsito de una vía, causar la destrucción de viviendas e incluso pérdidas de vidas humanas; ya que la masa deslizada logra recorrer la distancia y alcanzar la velocidad necesaria para causar afectaciones. En Colombia, DESINVENTAR (online.desinventar.org) tiene registro de más de diez mil deslizamientos que han ocurrido en los diferentes departamentos del país, y que han causado aproximadamente siete mil muertes entre 1921 y 2017. Estos eventos corresponden a los que más han generado pérdidas de vida humana entre 1970 y 2011 con un 36%, y a su vez es el tercer evento que más ha causado viviendas destruidas con 10%, respecto a los eventos estudiados por el Banco Mundial (2012) como se muestra en la Figura 1.



predecir y analizar el comportamiento de la cinemática del deslizamiento, con el fin de definir el uso del suelo o diseñar protección en la zona de viaje y depósito del deslizamiento.

Los métodos numéricos que han sido desarrollados para analizar dichos parámetros cinemáticos pueden ser agrupados en dos categorías (McDougall, 2017). La primera corresponde a modelos empíricos-estadísticos, los cuales son desarrollados con referencia en datos de deslizamientos reales basados en la clasificación del tipo de movimiento, sin embargo, sus estudios y correlaciones se realizan en materiales y casos específicos. La segunda categoría corresponde a métodos analíticos basados en modelación (Hunter y Fell, 2003; Glastonbury *et al.*, 2002), que según Miao *et al.* (2001) se presentan en modelos a escala física -los cuales han presentado dificultades debido a efectos geométricos- y modelos dinámicos, que son subdivididos en modelos de masa agrupados, modelos basados en la teoría de colisiones y modelos basados en mecánica del medio continuo. Sin embargo, cada uno de estos presenta limitaciones, como no pueden simular el movimiento de la pata del talud (Hungr, 1995), consideran únicamente resistencias friccionantes que no disipan la energía cinética durante el proceso dando lugar a grandes desplazamientos (Angeli *et al.*, 1996) o han sido aplicados únicamente para deslizamientos tipo flujo (Chen y Lee, 2000; Crosta *et al.*, 2003; Cuomo, 2014; Hungr, 2009).

Miao *et al.* (2001) presentan un modelo de bloque deslizando, el cual considera la no homogeneidad de la velocidad y deformación de la masa deslizada, simultáneamente con la energía de deformación y disipación de energía durante el deslizamiento. Sin embargo, debido a que este modelo no considera los parámetros reológicos del suelo es posible encontrar valores de distancia de viaje y velocidad de deslizamiento de magnitudes muy elevadas a diferencia de las registradas en campo (Angeli *et al.*, 1996).

En este documento se propone un modelo para analizar el comportamiento cinemático de los deslizamientos en suelos, añadiendo una componente de resistencia viscosa al modelo de bloque deslizante propuesto por Miao *et al.* (2001). La aplicabilidad del modelo es verificada con el problema del talud infinito y con el deslizamiento de Hiegaesi, ocurrido en Japón en 1998.



El método del bloque deslizante ha sido usado para estimar distancias de viaje y velocidad de movimientos en masa. Consiste en que la masa del deslizamiento se representa como bloques que se desplazan por una superficie debido a las fuerzas gravitacionales, considerando una resistencia en la base. Miao *et al.* (2001) desarrollaron el modelo de bloque deslizante para la predicción de deslizamientos de altas velocidades. La teoría se basa únicamente en el mecanismo de la distancia de viaje y las altas velocidades de los deslizamientos. La rápida y gran caída del centro de gravedad de la parte trasera del deslizamiento es considerada la fuente dinámica y la alta velocidad es debida a la disminución resultante de la fuerza de fricción. El modelo fue desarrollado bajo la suposición que los bloques se mueven continuamente, esto es, ellos no se separan a nivel de macro escala, mientras la altura y el ancho de cada bloque varían durante el transporte (Miao *et al.*, 2001). Se considera como fuerza resistente una componente friccionante uniforme; sin embargo, los efectos viscosos del suelo no se consideran.

En el modelo propuesto en este trabajo, se realizaron diferentes modificaciones con el fin de considerar efectos viscoplásticos en los deslizamientos. A continuación, se presenta el desarrollo metodológico llevado a cabo para el planteamiento del modelo.

Fuerzas actuantes y resistentes en un talud

Así como en los modelos de equilibrio límite clásicos, en esta metodología el deslizamiento es considerado como un problema de deformación plana discretizado mediante dovelas; además se asume que la superficie de falla crítica es conocida. Las fuerzas actuantes y resistentes para cada dovela, se muestran en la Figura 2. Estas corresponden a las asumidas en el método Unbalanced Thrust Method UTM (GB50021, 1995), donde las fuerzas entre dovelas actúan en la altura media de la dovela y en dirección paralela a la superficie de falla. Para la dovela i , W_i corresponde al peso, P_i es la fuerza actuando entre las dovelas, N_i es la fuerza normal en la base de la dovela, T_i es la fuerza resistente que se opone al movimiento y U_i es la fuerza ejercida por la presión de poros que actúa en la base de las dovelas. Adicionalmente, α_i , b_i y h_i corresponden respectivamente al ángulo de inclinación en la base de la dovela, el ancho de la dovela y su altura respecto al punto medio de las tajadas en análisis.

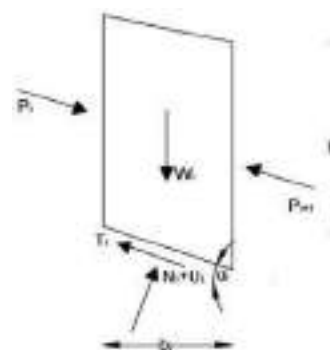


Figura 2: Diagrama de fuerzas actuantes en la dovela en el método UTM

Para aplicar el modelo propuesto, es válido usar los diferentes métodos de equilibrio límite en los cuales el talud es discretizado en dovelas y entre ellas actúa una fuerza. Sin embargo, en caso de implementar otro modelo de equilibrio límite (diferente a UTM), se deben determinar fuerzas equivalentes a las supuestas en esta metodología.

Se trabajarán deslizamientos en suelos clasificados de rápidos a extremadamente rápidos, según la clasificación de Hungr *et al.* (2014). El deslizamiento se modeló como un problema de deformación plana, en el cual no se considera la causa del deslizamiento; el modelo se enfoca principalmente en el mecanismo de viaje de la masa deslizada. Este modelo parte de la condición inicial de las fuerzas entre dovelas que actúan al momento que ocurre la falla, obtenidas a partir de un método de equilibrio límite. Durante el movimiento, el ancho y la altura de cada dovela varían manteniendo su volumen constante. Adicionalmente, la acumulación y liberación de la energía de deformación ocurre durante el transporte y es tenida en cuenta mediante resortes que conectan las dovelas. La masa deslizada se divide en n bloques, contados secuencialmente desde la corona hasta el pie del deslizamiento; en cada bloque actúan las fuerzas presentadas previamente. Así como las fuerzas entre dovelas, la aceleración se considera paralela a la superficie de falla. El modelo fue planteado en términos de esfuerzos efectivos. Durante el movimiento de la masa deslizada, la presión de poros actúa en la base de cada dovela como una fuerza desestabilizante y el nivel freático se considera proporcional a la altura de cada dovela respecto a su posición inicial. El movimiento es simplificado a un modelo de bloques conectados por resortes, y en la base de cada dovela se consideran las componentes de resistencia friccionante y viscosa, representadas mediante un sistema en paralelo de un *slider* y un amortiguador.



Modelo de masa conectado por resortes

En la Figura 3 se esquematiza el modelo simplificado de masa conectado por resortes.

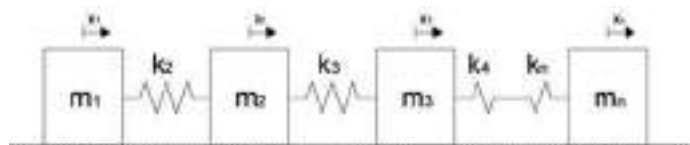


Figura 3: Diagrama de masas conectadas por resortes (Miao *et al.*, 2001)

Los resortes representan un comportamiento elástico entre las dovelas durante el movimiento, y se relacionan con la acumulación y liberación de la energía de deformación. La fuerza horizontal ejercida sobre el bloque i por el bloque $i-1$, es obtenida a partir de la ley de Hooke:

$$F_i = k_i \delta_i \quad (1)$$

donde δ_i es la variación del ancho de la tajada (positiva en compresión) y k_i es la constante de rigidez del resorte. Para determinar la constante de rigidez de los resortes, se adoptó lo propuesto por Miao *et al.* (2001) y Mora (2011), donde al suponer la dovela como un rectángulo e igualar la energía de deformación axial con la energía potencial elástica, se expresa k_i en función del módulo de elasticidad del material y de la sección de las tajadas.

$$k_i = E_0 \frac{h_{ai}}{b_{oi}} \quad (2)$$

Se parte de la premisa que el módulo de elasticidad seleccionado depende del nivel de deformación al cual se presente el movimiento del deslizamiento. Sin embargo, conocer estas tasas de deformación en los deslizamientos es un área de estudio que necesita mayor investigación. Por esto, la selección de este parámetro será gobernada en esta investigación por el análisis de sensibilidad y retro cálculo. Consecuentemente, es una de las limitaciones por las cuales no se podrá hacer uso de este modelo en predicciones, sin haber realizado investigación más exhaustiva en este aspecto. Más adelante se volverá a discutir al respecto.

Modelo reológico Coulomb viscoso

Los modelos para determinar la distancia de viaje de deslizamientos que consideran únicamente componentes de resistencia friccionante, dan lugar a grandes desplazamientos y velocidades, a diferencia de las

registradas en campo (Angeli *et al.*, 1996). Además, se ha evidenciado la existencia de fuerzas viscosas en los deslizamientos, donde la componente viscosa, acoplada con la ecuación de movimiento, ha llevado a resultados precisos (Corominas *et al.*, 2005). A partir de observaciones de campo y experimentos en flujos de detritos, Johnson (1970) ha propuesto que la resistencia dinámica total es una combinación del esfuerzo de fluencia y de la resistencia friccional y viscosa. Johnson (1970) realizó una modificación al esfuerzo de fluencia del modelo de Bingham, dividiendo este en las componentes de cohesión y fricción, dando lugar al modelo Coulomb viscoso (Chen y Lee, 2002). Teniendo en cuenta la suposición en la que durante el movimiento del deslizamiento no actúan fuerzas cohesivas ($\tau_c = 0$), se tuvo en cuenta únicamente la componente de resistencia friccional y viscosa, mediante un sistema en paralelo de un *slider* y un amortiguador, respectivamente (Figura 4); tal como lo propuso Angeli *et al.* (1996).

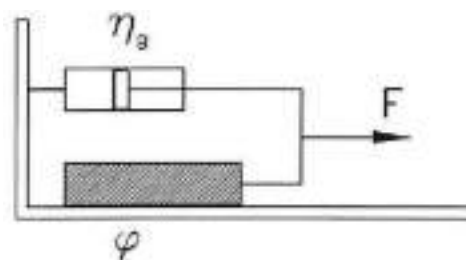


Figura 4: Modelo reológico (Angeli *et al.*, 1996)

Este modelo Coulomb viscoso es considerado como viscoplástico (Wang, 2008), en el cual se encuentra la ecuación friccional de Coulomb $T_i = N_i \tan \varphi_{di}$ y un término en función del coeficiente de viscosidad. Esta componente reológica actuará en dirección opuesta al movimiento de los bloques, actuando como una fuerza resistente. En este caso, el término T_i corresponde a:

$$T_i = N_i \tan \varphi'_i + \mu_i \frac{dx_i}{dt} \quad (3)$$

donde φ'_i es el ángulo de fricción dinámica entre el suelo deslizado y la superficie recorrida, μ es el coeficiente de viscosidad dinámica y $\frac{dx}{dt}$ es la velocidad de la masa. A partir de las suposiciones realizadas y de los modelos planteados, se tiene un modelo de masa conectado por resortes, con una fuerza resistente correspondiente al modelo reológico Coulomb viscoso; esquematizado en la Figura 5.

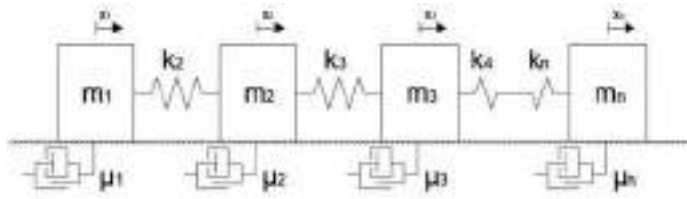


Figura 5: Diagrama de masa conectado por resortes y amortiguadores

Para determinar la ecuación de movimiento, se realizó el equilibrio de fuerzas para cada dovela en dirección paralela y perpendicular a la superficie de falla, considerando la segunda ley de Newton. Las ecuaciones de movimiento se desarrollaron para la primera dovela, dovelas intermedias y para la última dovela. En la Figura 6 se pueden observar las fuerzas actuantes en la dovela intermedia del modelo propuesto.

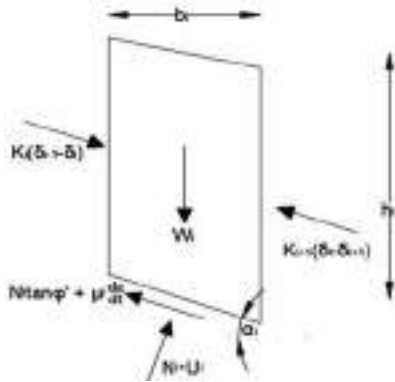


Figura 6: Diagrama de fuerzas en una dovela intermedia

Las fórmulas (8) y (9) se obtuvieron en función de las siguientes constantes:

$$A_i = k_i [\cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan(\varphi')] \quad (4)$$

$$C = \frac{\mu_i}{\Delta t} \quad (5)$$

$$D = \frac{m_i}{\Delta t^2} \quad (6)$$

$$E_i = W_i [\sin \alpha_i - \cos \alpha_i \tan \varphi'] + U_i \tan \varphi' \quad (7)$$

Inicialmente se realizó sumatoria de fuerzas en dirección $\hat{i}$ (paralelo a la superficie de falla) y en dirección $\hat{j}$ (perpendicular a la superficie de falla).

$$\sum F_j = N_i - W_i \cos \alpha_i - k_i (\delta_{i-1} - \delta_i) \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) + U_i L_i = 0 \quad (8)$$

$$\sum F_i = W_i \sin \alpha_i + k_i (\delta_{i-1} - \delta_i) \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - k_{i+1} (\delta_i - \delta_{i+1}) - \dots - N_i \tan \varphi' - \mu_i \frac{\partial x_i}{\partial t} + U_i \tan \varphi' = m_i a_i \quad (9)$$

Despejando N se obtiene:

$$N_i = W_i \cos \alpha_i + k_i (\delta_{i-1} - \delta_i) \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - U_i L_i \quad (10)$$

Reemplazando (10) en (9) se obtiene:

$$m_i a_i + \mu_i v_i = W_i \sin \alpha_i - W_i \cos \alpha_i \tan \varphi' - k_{i+1} (\delta_i - \delta_{i+1}) + \dots - k_i [(\delta_{i-1} - \delta_i) \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - (\delta_i - \delta_{i+1}) \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi'] \quad (11)$$

Finalmente,

$$0 = E_i - k_{i+1} (\delta_i - \delta_{i+1}) + (\delta_{i-1} - \delta_i) [A_i] - m_i \frac{\partial^2 x_i}{\partial t^2} - \mu_i \frac{\partial x_i}{\partial t} \quad (12)$$

Donde

$$\delta_i = x_{i,t} - x_{i,t0} \quad (13)$$

Y $x_{i,t0}$ corresponde a la posición inicial de la dovela i . El procedimiento anteriormente mencionado, se siguió para la primera y última dovela (condiciones de frontera); y en seguida, se pueden observar los diagramas de fuerzas en cada caso.

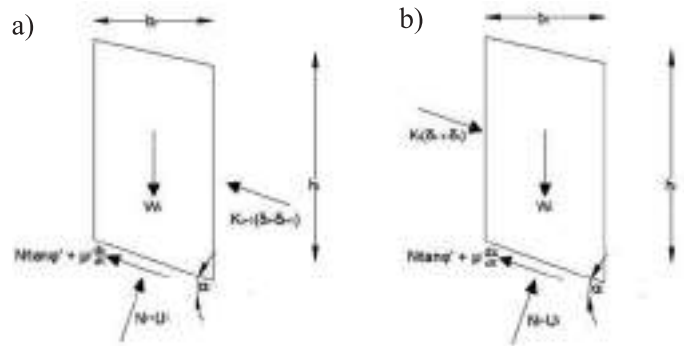


Figura 7: a) Diagrama de fuerzas en la primera dovela y b) última dovela

Las ecuaciones planteadas para la primera dovela (corona del deslizamiento) y última dovela (pata del deslizamiento), son presentadas en las fórmulas (14) y (15), respectivamente.

$$0 = E_i - k_{i+1} (\delta_i - \delta_{i+1}) - m_i \frac{\partial^2 x_i}{\partial t^2} \quad (14)$$

$$0 = E_i + (\delta_{i-1} - \delta_i) [A_i] - m_i \frac{\partial^2 x_i}{\partial t^2} - \mu \frac{\partial x_i}{\partial t} \quad (15)$$

El modelo propuesto posee limitaciones. Al ser un modelo bidimensional (deformación plana), no tiene en cuenta la topografía tridimensional de la superficie de la trayectoria del deslizamiento, donde la masa deslizada se podría separar y cambiar de dirección durante el movimiento. No



se tiene en cuenta la causa del deslizamiento. Se considera que la masa deslizada no cambia de volumen en el modelo, por lo cual, no es posible tener en cuenta la acomodación de partículas que se da durante el movimiento. La interacción entre los bloques se da únicamente en las caras laterales. Los bloques tienen un solo grado de libertad, correspondiente a la dirección del movimiento. El modelo reológico seleccionado considera que la relación entre el esfuerzo cortante y la tasa de corte es directamente proporcional. Sin embargo, en suelos finos, la viscosidad decrece gradualmente con el incremento de la tasa de corte. Por tanto, en este modelo se puede sobrestimar el esfuerzo cortante real del material. La solución de la ecuación diferencial es estimada mediante diferencias finitas. La estabilidad numérica de este método es fuertemente dependiente de la discretización y de los parámetros de la ecuación. Su aplicabilidad para predicción de distancias de viaje se encuentra limitada por la selección de parámetros.

Solución por diferencias finitas

La ecuación de movimiento obtenida es una ecuación diferencial lineal de segundo orden. El método establecido en este estudio para la solución de la ecuación es el método de diferencias finitas MDF, en el cual la solución es linealmente aproximada por medio de la discretización del espacio y del tiempo. Este método tiene la ventaja de que las expresiones desarrolladas son sencillas de implementar algebraicamente en la ecuación de movimiento, y se pueden obtener resultados para cada intervalo de espacio y de tiempo.

Para solucionar la ecuación de movimiento, es necesario tener como condiciones iniciales la posición en el tiempo $t-1$ y en el tiempo t , para obtener numéricamente la posición de cada dovela en el tiempo $t+1$. Por esta razón, el movimiento tiene que ser analizado en dos etapas.

La primera etapa consiste en el primer movimiento, que se obtiene a partir del análisis de equilibrio límite. Los métodos considerados previamente, permiten obtener el

factor de seguridad FS y las fuerzas entre las dovelas. A partir del equilibrio de fuerzas en cada dovela, se puede obtener la aceleración, velocidad y desplazamiento; considerando como condición inicial las fuerzas obtenidas al momento que ocurre la falla. Hungr (1995) considera una condición inicial de suelo en reposo, lo que desconoce las deformaciones del terreno antes de manifestarse la falla. En el modelo se asume como condición inicial las fuerzas entre las partículas que se obtienen a partir de análisis de equilibrio límite. Las fuerzas iniciales entre las tajadas se toman para la condición en la que el $FS = 1.0$. En el modelo se trabajó como condición crítica $|FS-1| \leq 0.05$, para tener en cuenta las incertidumbres en el método de cálculo. La obtención de las variables cinemáticas para el primer movimiento, siguiendo el método UTM y el correspondiente procedimiento algebraico, se basa en lo descrito por Miao *et al.* (2001). Finalmente, las coordenadas obtenidas en función de las fuerzas entre dovelas en su condición de falla son el parámetro de entrada para el cálculo de la segunda etapa del deslizamiento.

La segunda etapa consiste en el movimiento de la masa deslizada por la superficie una vez ocurra el primer movimiento. Con base en lo que se ha mencionado anteriormente, y en el modelo que se planteó para el cálculo de las variables cinemáticas de los deslizamientos, se desarrolló la solución de la ecuación de movimiento con el fin de obtener las expresiones para obtener la distancia de viaje y velocidad de deslizamientos. Haciendo uso de la fórmula (16), se procedió a despejar explícitamente la variable de la posición en la ecuación diferencial, aplicando la solución por MDF. El procedimiento algebraico se realizó con el fin de obtener las expresiones para las tres condiciones de las dovelas en las que se discretiza el deslizamiento. A continuación, se puede observar desde la fórmula (16) a la (18), la solución de la ecuación para la primera, intermedia y última dovela, respectivamente.

En los casos en que el valor obtenido de $x_{i,t+1}$ es menor a

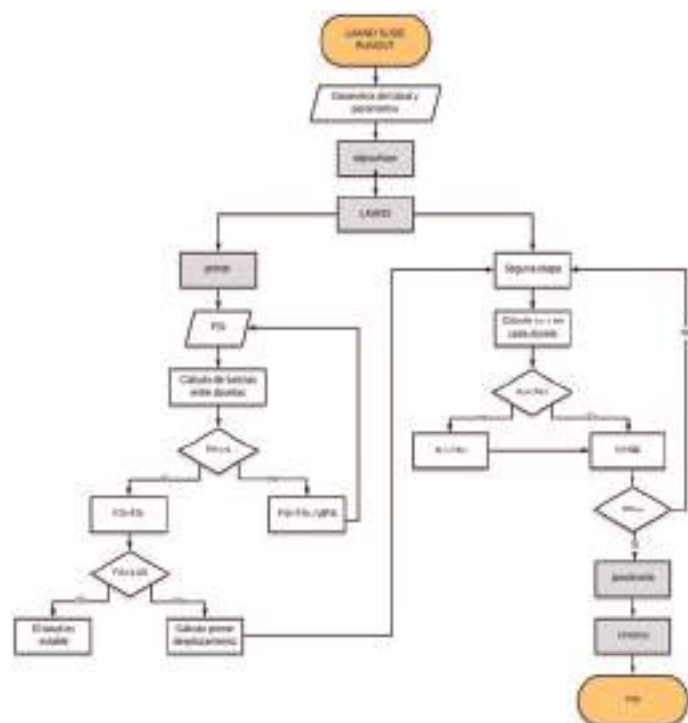
$$x_{i,t+1} = \frac{E_i + x_{i+1,t_0}[k_{i+1}] + x_{i,t}[C_i + 2D_i - k_{i+1}] + x_{i+1,t}[k_{i+1}] + x_{i,t_0}[k_{i+1}] + x_{i,t-1}[-D_i]}{C_i + D_i} \quad (16)$$

$$x_{i,t+1} = \frac{E_i + x_{i-1,t_0}[-A_i] + x_{i+1,t_0}[k_{i+1}] + x_{i-1,t}[A_i] + x_{i,t}[C_i + 2D_i - A_i - k_{i+1}] + x_{i+1,t}[k_{i+1}] + x_{i,t_0}[A_i + k_{i+1}] + x_{i,t-1}[-D_i]}{[C_i + D_i]} \quad (17)$$

$$x_{i,t+1} = \frac{E_i + x_{i-1,t_0}[-A_i] + x_{i+1,t_0}[k_{i+1}] + x_{i-1,t}[A_i] + x_{i,t}[C_i + 2D_i - A_i] + x_{i,t_0}[A_i] + x_{i,t-1}[-D_i]}{C_i + D_i} \quad (18)$$

$$\text{Si } x_{i,t+1} < x_{i,t} \text{ entonces } x_{i,t+1} = x_{i,t} \quad (19)$$

La ecuación obtenida, a pesar de ser una ecuación explícita, tiene un alto grado de complejidad debido a la cantidad de parámetros que intervienen en la solución. Con el fin de optimizar el tiempo que conlleva obtener un resultado para cada dovela y en cada intervalo de tiempo, fue necesario acudir a la programación. El algoritmo, desarrollado en el software Matlab®, permite determinar la distancia de viaje y velocidad de los deslizamientos a partir de la solución de las ecuaciones desarrolladas. El programa desarrollado, denominado LAAND - Slide Runout-, se divide en varios módulos y funciones que componen el diagrama de flujo del algoritmo desarrollado, presentado en la Figura 8. Como salida del programa, se obtienen los desplazamientos de cada dovela en los intervalos de tiempo determinados, así como la velocidad y la aceleración.



70

Tabla 1: Valores seleccionados de los parámetros del modelo

Parámetro	Magnitud	Variación	Rango n
Módulo de deformación E , kPa	100	10^n	[-1,6]
Coeficiente de viscosidad μ , kPa-s	50	10^n	[-1,6]
Intervalo de tiempo Δt , s	0.1	10^n	[-2,1]
Número de dovelas	10	N	[2,30]
Ángulo de fricción dinámico ϕ' , °	15	N	[4,30]

Los análisis realizados para cada uno de los parámetros son presentados en la Figura 10. Debido a que, para cierta combinación de parámetros, se obtienen resultados en los que la posición de ciertas dovelas tiende al infinito y no reflejan el comportamiento esperado del movimiento de la masa deslizada, el promedio de la distancia de viaje puede dar tanto un número muy grande ($>10^5$ m), o simplemente coincidir con un rango de distancia de viaje considerado como plausible, *i.e.* el caso en que una de sus dovelas haya viajado grandes distancias a comparación de las demás. Por lo anterior, se calculó la desviación estándar DE de

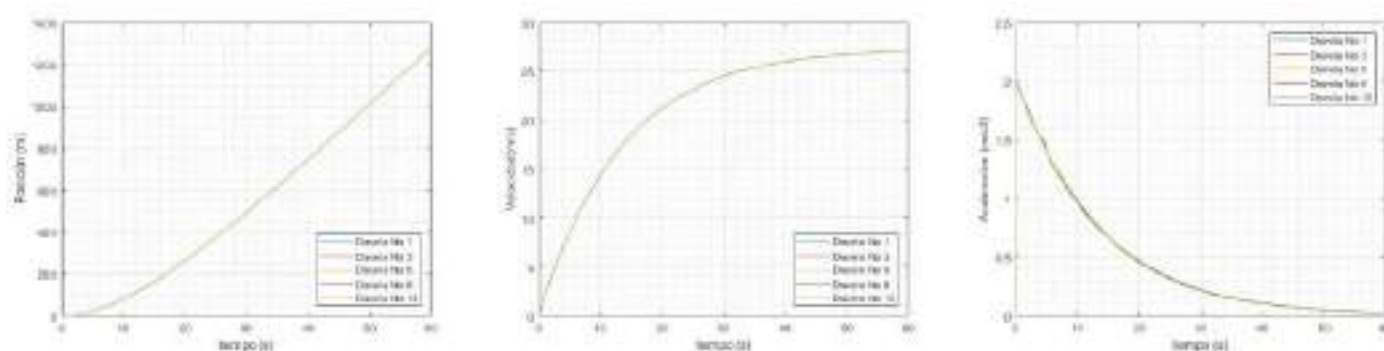


Figura 9: Posición, velocidad y aceleración del bloque deslizante.

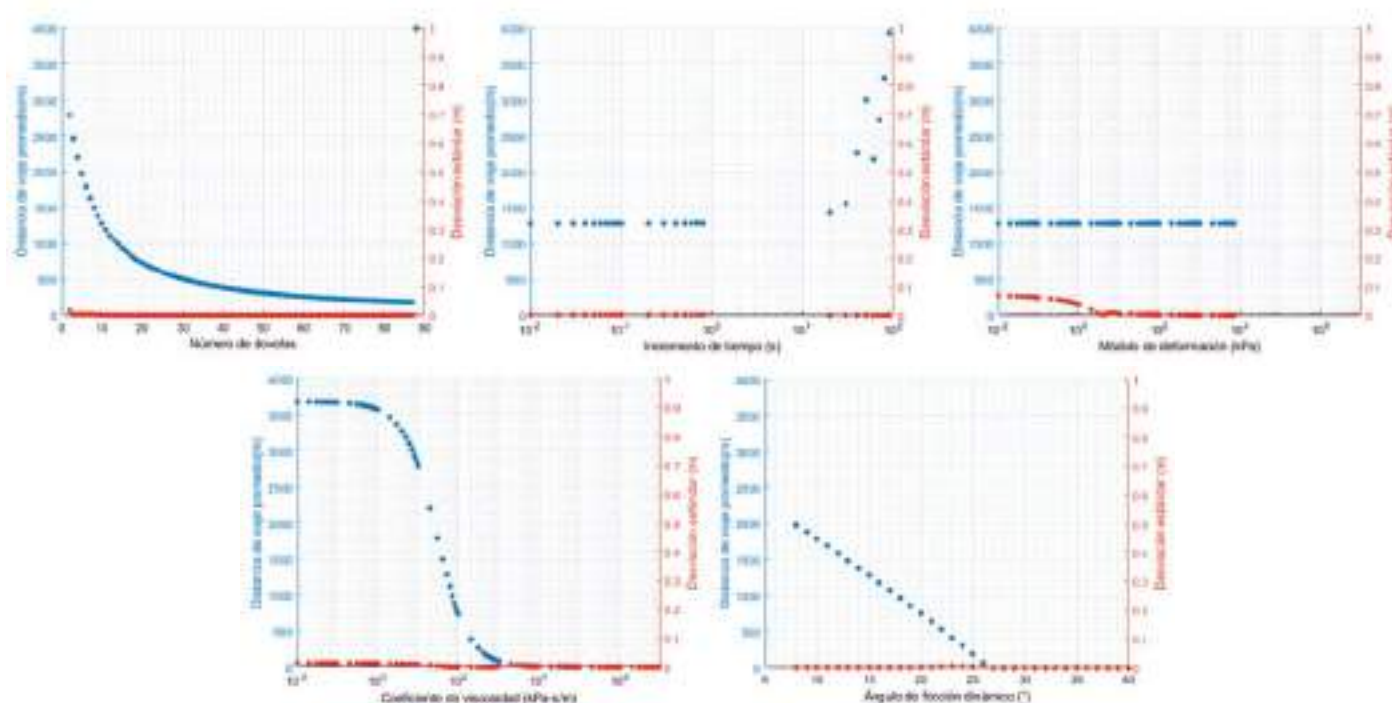


Figura 10: Análisis de sensibilidad de bloque deslizante, Modelo 2

la distancia de viaje de las dovelas, donde valores grandes de DE indican que se obtuvo resultados que conllevaron a una inestabilidad numérica. Mientras que valores cercanos a cero indican que las dovelas viajaron una distancia de viaje similar entre sí, lo cual implica que el resultado es válido. En términos generales, se observa que el módulo de deformación E no tiene influencia en la distancia de viaje. Sin embargo, sí tiene influencia en la estabilidad numérica del modelo, ya que solo se obtuvieron resultados válidos para valores de E que se encuentran entre 0.1 y 10000 kPa. Desde el punto de vista de la geotecnia convencional, no consideramos que este módulo esté relacionado a un módulo de elasticidad o módulo de corte. Por el contrario, y según el comportamiento numérico obtenido, corresponde a un parámetro de ajuste numérico.

Este comportamiento es justificado, ya que E actúa en la interacción que hay entre las caras de las dovelas, más no es una fuerza resistente en la base de las dovelas, por lo cual, no se espera que influya en la distancia de viaje. Los valores de E que no se encuentran en el rango establecido, conllevan a la inestabilidad numérica del modelo, para el ejemplo modelado y bajo los parámetros establecidos.

El coeficiente de viscosidad μ es el parámetro que más influencia tiene en la distancia de viaje. A pesar de ser un parámetro que al estimarlo varía en órdenes de magnitud (van Asch *et al.*, 2007), tiene una relación fuertemente inversa con la distancia de viaje, es decir, que a mayor μ menor es la distancia de viaje. Así mismo, se observa que, en función de los parámetros establecidos, puede llegar a influir en la estabilidad del modelo.



El incremento de tiempo Δt tiene un comportamiento similar a E , porque no influye en la distancia de viaje, pero sí en la estabilidad numérica del modelo. Al ser un modelo de diferencias finitas, la estabilidad depende de la relación entre la discretización del tiempo, por lo cual, para los parámetros establecidos en cada modelo, será estable para Δt inferiores de 1 s.

El número de dovelas influye tanto en la distancia de viaje como en la estabilidad del modelo. La relación entre el número de dovelas y la distancia de viaje es de tipo exponencial negativa. Lo anterior indica que la discretización del espacio conlleva a una convergencia del modelo, donde a mayor número de dovelas, el resultado de la distancia de viaje tiende a estabilizarse para un solo valor. Sin embargo, en el análisis se observó que, con los parámetros establecidos, se puede hacer una discretización de hasta 86 dovelas; para valores superiores, el modelo es considerado como inestable numéricamente

El ángulo de fricción dinámico ϕ' influye únicamente en la distancia de viaje. El resultado indica que la distancia de viaje es inversamente proporcional al ángulo de fricción efectivo entre el material y la superficie por donde viaja la masa deslizada. Cuando el valor del ángulo de fricción es igual al ángulo de inclinación de la superficie, el bloque no se desliza. El anterior resultado es consistente con el modelo de un talud infinito, el cual cuando el ángulo de fricción es mayor, el bloque deslizante es estable (se encuentra estático).

Adicionalmente, se realizaron gráficas en las que se presentan dos variables independientes simultáneamente, con el fin de observar la respuesta del modelo con diferentes combinaciones de parámetros. Las variables que se relacionaron fueron E y μ , con el fin de evidenciar si existe alguna relación entre los parámetros, bajo las cuales se obtengan resultados considerados como válidos. Además, se relacionaron el número de dovelas y Δt , debido a que la solución de la ecuación de movimiento por diferencias finitas depende de la relación entre la discretización del espacio y del tiempo. La gráfica que relaciona E y μ , presentada en la Figura 11, indica que para $E > 10^4$ kPa, debe existir una relación proporcional con μ para obtener resultados válidos; de lo contrario, el modelo se vuelve inestable numéricamente.

En la Figura 12 se observa que para discretizar más el espacio (mayor número de dovelas), es necesario discretizar más el tiempo (menor Δt); lo cual es consecuente con los criterios de estabilidad para el método de diferencias finitas. En la Figura 12 es posible observar que para $\Delta t = 0.1$ s el modelo se puede discretizar como máximo hasta 86 dovelas. Al incrementar Δt ó el número dovelas se evidencia que el modelo ya es inestable; mientras que para $\Delta t = 0.01$ s, el deslizamiento se puede discretizar en 100 dovelas y el modelo numérico sigue siendo estable.

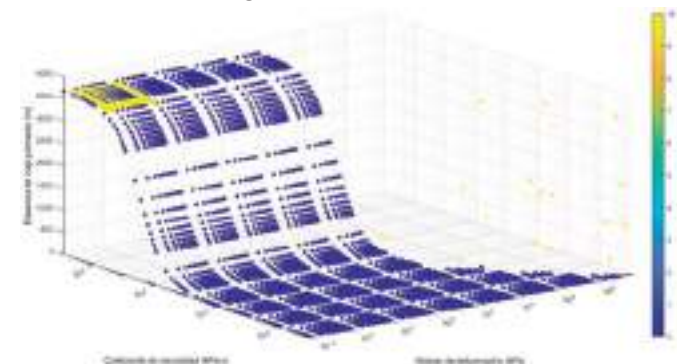


Figura 11: Análisis de sensibilidad de E versus μ

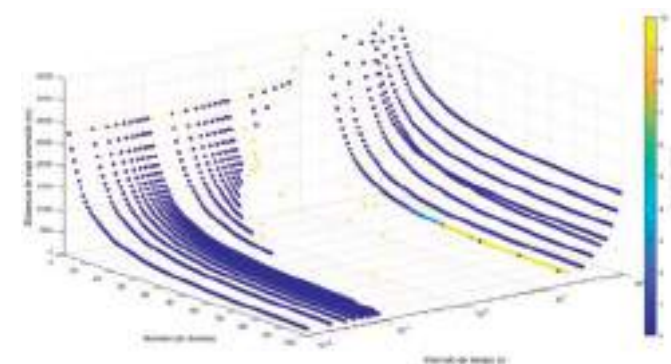


Figura 12: Análisis de sensibilidad del número de dovelas versus incremento de tiempo, Modelo 2

Se resalta que el análisis de sensibilidad realizado corresponde para el caso del bloque deslizante en el talud infinito, en el cual la inclinación de la superficie que recorre la masa deslizada se mantiene constante y el área inicial de cada una de las dovelas es la misma. La sensibilidad de los parámetros puede estar influenciada en otros casos por estas variables mencionadas, por lo cual cada caso debe ser analizado en detalle.

Aplicación al deslizamiento de Hiegaesi

El deslizamiento de Hiegaesi ocurrió al sur de Fukushima en Japón debido a las fuertes lluvias que se presentaron



del 26 al 31 de agosto de 1998, cuya masa deslizada fue aproximadamente 1200 m³ de suelo y viajó a lo largo del valle depositándose en un cultivo de arroz. Este fue un movimiento muy superficial, que se produjo debido a la presencia de agua en sedimentos volcánicos. En los registros de la lluvia se encontró precipitación continua de 17 horas desde el 26 hasta el 27 de agosto, con un valor de 227.6 mm, la precipitación máxima por hora fue de 90 mm y la precipitación acumulada antes del deslizamiento fue de 387 mm (Wang *et al.*, 2002). La masa deslizada se encontraba lo suficientemente húmeda para afectar la estabilidad de la ladera, catalogándose entonces como un deslizamiento de suelo de larga trayectoria. En la Figura 13 se observan las distancias de viaje máximas. Se encontró que el área de origen tenía 23 m de ancho y 30 m de largo, con una altura máxima de alrededor de 3 m y una pendiente 25°.

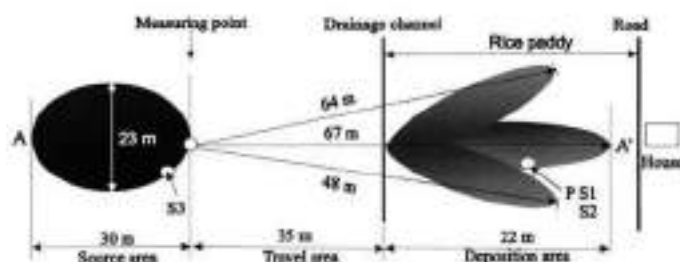


Figura 13: Secciones del deslizamiento (Wang *et al.*, 2002)

Se reportan ensayos de corte controlado y de corte drenados y no drenados con el fin de identificar los parámetros de la masa deslizada, compuesta por una capa de ceniza volcánica franca, una capa de piedra pómez y una toba desgastada; encontrándose que el deslizamiento resultó de la licuefacción de la superficie de falla. Adicionalmente, con base en estos ensayos, fue posible determinar el ángulo de fricción residual y el ángulo de fricción máximo, 8° y 41°, respectivamente (Wang *et al.*, 2002).

Con el fin de validar el modelo con este caso de estudio, se definieron los parámetros en condición estática y condición dinámica. Para evaluar la estabilidad de la ladera por el método de equilibrio límite se discretizó la masa deslizada en 10 dovelas y se tuvieron en cuenta parámetros $\phi' = 40^\circ$, $c' = 0$ kPa y $\gamma = 16$ kN/m³. El detonante del deslizamiento fueron las fuertes lluvias presentadas, por lo cual fue necesario tener en cuenta el nivel freático. Se consideró que el nivel freático se encontraba a una altura del 70% respecto a la altura de cada dovela, lo

cual genera la inestabilidad de la ladera en el análisis de equilibrio límite. Con estos parámetros se encontró un $FS = 0.92$. Por otro lado, la caracterización de materiales en condiciones dinámicas es difícil de estimar debido a su complejidad para su determinación, por lo cual, los parámetros se determinaron con retro cálculo teniendo en cuenta las características geométricas del deslizamiento. Según el análisis de sensibilidad realizado previamente, se adoptaron valores de E , Δt y número de dovelas para garantizar la estabilidad numérica, ya que estos no influyen en la distancia de viaje. A su vez, μ y ϕ' se establecieron de tal forma que se obtuviera la distancia de viaje reportada por Wang *et al.* (2002).

Tabla 2: Valores de los parámetros del deslizamiento Hiegaesi

Parámetro	Valor
Módulo de deformación E , kPa	100
Coefficiente de viscosidad μ , kPa-s	3
Intervalo de tiempo Δt , s	0.1
Número de dovelas	10
Ángulo de fricción dinámico ϕ' , °	8

Con base en los datos de la Tabla 2, se obtuvo una distancia de viaje de aproximadamente 65 m. En la Figura 14 se presenta la superficie del talud cada 2 s, durante los 40 s que tardó en detenerse la masa deslizada.

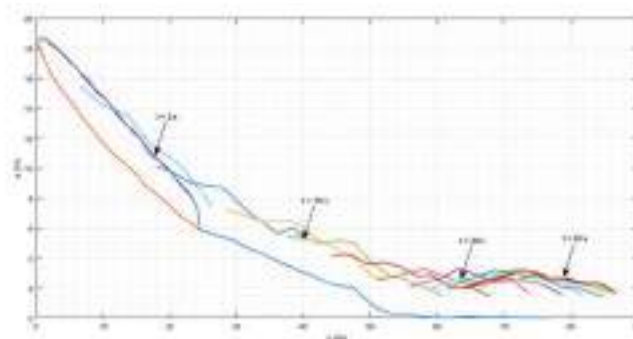


Figura 14: Superficie del talud durante el deslizamiento de Hiegaesi

Adicionalmente, de la Tabla 2 se obtuvieron las gráficas de posición y velocidad mostradas en la Figura 15, observándose que el deslizamiento tiende a mantener su posición y disminuir su velocidad significativamente alrededor de los 25 s, evidenciándose que llega una distancia de viaje de aproximadamente 65 m. La velocidad máxima fue alcanzada a los 4 s, luego empieza a disminuir



significativamente hasta que disipa completamente su energía cinética. La velocidad promedio durante el trayecto de la masa deslizada es de 1.62 m/s, clasificándose como un deslizamiento extremadamente rápido según Hungr *et al.* (2013). Dado que los valores de los parámetros para este deslizamiento fueron determinados mediante retro cálculo, se realizó un análisis de sensibilidad para evidenciar la variación en el resultado.

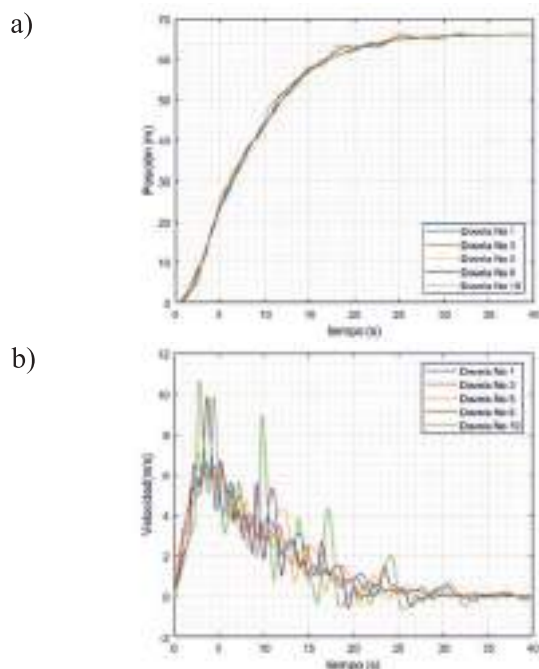


Figura 15: a) Posición y b) velocidad de cada dovela durante el deslizamiento Hiegaesi

Como resultado, se puede observar en la Figura 16 que el máximo número de dovelas en el cual se puede discretizar la masa deslizada es 13, debido principalmente a la irregularidad de la superficie de falla, lo cual conlleva a que varíe la pendiente por la cual viaja cada una de las dovelas, y así mismo, varíe el tamaño de las dovelas. El incremento de tiempo únicamente influye en la estabilidad del modelo. Para el caso de E , se encontró que no tiene influencia en la distancia de viaje, pero sí la tiene en la estabilidad del modelo (obteniendo un rango entre 100 y 1000 kPa), debido a la irregularidad de tamaño en la masa deslizada, donde la diferencia de tamaño de cada una de las dovelas tiene influencia en los resultados obtenidos.

Se observa que la influencia de μ es muy fuerte en el resultado de distancia de viaje del deslizamiento. Finalmente, en el análisis de sensibilidad para ϕ' , se observan cambios bruscos en los resultados de la distancia de viaje, lo cual es debido a los cambios de pendiente de la superficie que recorre la masa deslizada. No obstante, este parámetro influye únicamente, mediante una relación inversa, en la distancia de viaje.

Adicionalmente, se realizó el mismo procedimiento variando dos parámetros simultáneamente, con el fin de identificar que influencia tienen los parámetros en los resultados de distancia de viaje, en donde los puntos azules representan estabilidad del modelo, y los puntos amarillos

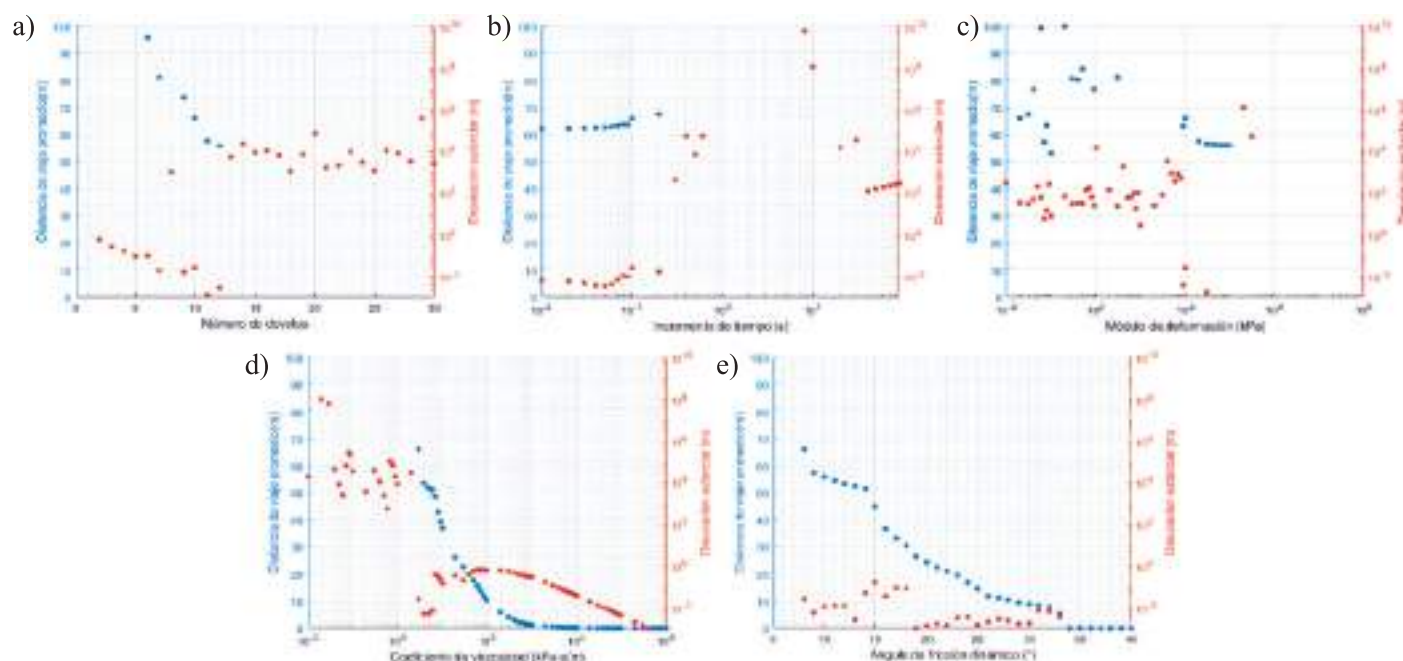


Figura 16: Análisis de sensibilidad para: a) número de dovelas, b) incremento de tiempo, c) módulo de deformación, d) coeficiente de viscosidad, e) ángulo de fricción dinámico

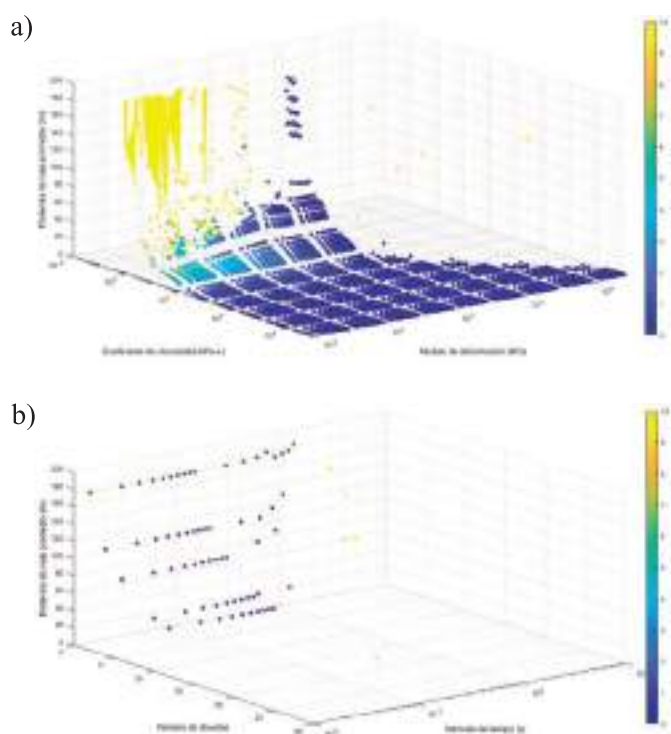


Figura 17: Análisis de sensibilidad para: a) módulo de deformación y coeficiente de viscosidad y b) incremento de tiempo y número de dovelas

representan inestabilidad numérica del modelo (véase Figura 17).

En la Figura 17a se observa que para $E > 10^3$ kPa, debe existir una relación proporcional con μ para obtener resultados válidos; de lo contrario, el modelo se vuelve inestable numéricamente. Adicionalmente, en la Figura 17b se observa que para discretizar más el espacio (mayor número de dovelas) es necesario discretizar más el tiempo (menor incremento de tiempo); lo cual es consecuente con los criterios de estabilidad para el método de diferencias finitas.

Discusión de los resultados

Entre las suposiciones ya mencionadas, se encuentra que al ser bloques conectados por resortes estos no se separan entre sí y mantienen el volumen constante durante el trayecto. Estas suposiciones hacen que el modelo sea una simplificación, respecto al alto grado de complejidad que puede llegar a tener el movimiento de los deslizamientos, donde en realidad es cada partícula de suelo la que interactúa con su alrededor, gobernada incluso por fuerzas no gravitatorias (viscosas y eléctricas) que conllevan al

desplazamiento y rotación de cada una de estas. En el caso aplicado se evidencia en el reporte de Wang *et al.* (2002), que, por el efecto topográfico tridimensional, la masa deslizada se separó durante su trayecto y, por tanto, cambió su dirección. Sin embargo, al ser planteado como un problema de deformación plana, no es posible tener en cuenta estos efectos en el modelo propuesto. En este caso se debe escoger una sección (bidimensional) representativa de la ladera. A pesar de que en el caso en el que se aplicó el modelo, se logró simular el evento con resultados precisos, se evidenció a partir del análisis de sensibilidad realizado que en cada caso solo se tiene estabilidad numérica bajo ciertos rangos de parámetros. Además, se observó que existe inestabilidad numérica en ciertas dovelas, lo cual es reflejado en el comportamiento vibratorio en los valores obtenidos de velocidad. Los criterios de estabilidad y convergencia numérica conllevan a que se requiere que exista cierta relación entre los parámetros de la ecuación (E , μ , masa de cada dovela y Δt) que eviten que los errores de truncación y/o redondeo se propaguen en cada iteración. Sin embargo, dada la complejidad de la ecuación de movimiento desarrollada para esta metodología, no fue posible obtener una expresión que garantice la estabilidad numérica, empero, se conoce que esta depende de los parámetros mencionados previamente. Como ya se ha indicado, E corresponde más a un parámetro de ajuste numérico, debido a su influencia en los modelos ejecutados. Por otro lado, μ tiene gran influencia en los resultados de distancia de viaje; sin embargo, μ puede variar en órdenes de magnitud según los niveles de deformación en los que se realicen los ensayos. Esto implica que para su determinación se requiera más investigación para la condición dinámica de la masa deslizada.

Aunque se verificó que al aplicar la metodología en deslizamientos rápidos en suelos, es factible obtener resultados de distancia de viaje y velocidades de manera precisa, se resalta que estos resultados se obtuvieron retro calculando los parámetros. Así que para implementar la metodología en predicciones de distancia de viaje de deslizamientos es necesario estudiar más a fondo la estabilidad numérica del modelo planteado, y continuar investigando acerca de las fuerzas viscosas que actúan en este tipo de deslizamientos.



Conclusiones

Se desarrolló un modelo que permite estimar la distancia de viaje y velocidad de deslizamientos en suelos, en los cuales se tiene en cuenta las variables geométricas, mecánicas y reológicas del deslizamiento. La metodología parte de las fuerzas resultantes del método de equilibrio límite y luego, el movimiento es modelado con un sistema de bloques conectados por resortes, en los que actúan fuerzas resistentes friccionales y viscosas. La ecuación de movimiento fue solucionada por el método de diferencias finitas. Debido a que la solución de la ecuación diferencial requiere de condiciones iniciales, fue necesario dividir el movimiento en dos etapas. La primera consiste en evaluar por medio de un método de equilibrio límite la estabilidad del talud que discretice el talud en dovelas y considere fuerzas actuantes entre ellas. Con las fuerzas resultantes entre dovelas, se planteó el procedimiento para calcular el primer desplazamiento de la masa deslizada. Las coordenadas iniciales del talud y las del primer movimiento, corresponden a las condiciones iniciales para dar solución a la ecuación de movimiento planteada (segunda etapa). Adicionalmente, para los casos modelados se realizó un análisis de sensibilidad de los parámetros establecidos en la ecuación de movimiento, en los que se demostró que la sensibilidad es afectada por el volumen de masa deslizada (tamaño de las dovelas) y por la geometría de la superficie que recorre la masa deslizada. Con el análisis realizado, se estableció para cada modelo el rango de parámetros bajo los cuales la solución es estable y/o representa de manera adecuada la naturaleza física del deslizamiento.

Debido a la fuerte sensibilidad en los parámetros en los resultados del modelo, se recomienda continuar trabajando en la investigación de los parámetros, específicamente en el módulo de deformación y el coeficiente de viscosidad teniendo en cuenta los niveles de deformación que se pueden presentar, antes de implementarlo en la predicción de la cinemática de los deslizamientos. Para dar un mejor entendimiento al modelo propuesto, se recomienda modelar los deslizamientos con los que se cuente suficiente información de caracterización geotécnica y reportes de distancia de viaje, y así seguir validando la aplicabilidad del modelo con diferentes casos.

Referencias

- Angeli, M.G., Gasparetto, P., Menotti, R.M., Pasuto, A. and Silvano, S. (1996). A visco-plastic model for slope analysis applied to a mudslide in Cortina d'Ampezzo, Italy. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 29(3), 233-240
- Banco Mundial (2012). *Análisis de la gestión del riesgo de desastres en Colombia. Un aporte para la construcción de políticas públicas*. Vol. 1. Bogotá, Colombia
- Chen, H. and Lee, C.F. (2000). Numerical simulation of debris flows. *Canadian Geotechnical Journal* 37(1), 146-160
- Chen, H. and Lee, C.F. (2002). Runout analysis of slurry flows with Bingham model. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 128(12), 1032-1042
- Corominas, J., Moya, J., Ledesma, A., Lloret, A. and Gili, J.A. (2005). Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees, Spain). *Landslides* 2, 83-96
- Crosta, G.B., Imposimato, S. and Roddeman, D.G. (2003). Numerical modelling of large landslides stability and runout. *Natural Hazards and Earth System Science* 3(6), 523-538
- Cuomo, S. (2014). New advances and challenges for numerical modeling of landslides of the flow type. *Procedia Earth and Planetary Science* 9, 91-100
- GB50021 (1995). Code for investigation of geotechnical engineering. National Standard of PRC. China Architecture & Building Press, Beijing, China (in Chinese)
- Glastonbury, J., Fell, R. and Mostyn, G.R. (2002). Report on the post-collapse behaviour of debris from rock slope failures. University of New South Wales, Sydney, Australia
- Hungr, O. (1995). A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches. *Canadian Geotechnical Journal* 32(4), 610-623
- Hungr, O. (2009). Numerical modelling of the motion of rapid flow-like landslides for hazard assesment. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 13(4), 281-287
- Hungr, O., Leroueil, S. and Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides* 11, 167-194
- Hunter, G. and Fell, R. (2003). Travel distance angle for "rapid" landslides in constructed and natural soil slopes. *Canadian Geotechnical Journal* 40(6), 1123-1141



- Johnson, A.M. (1970). *Physical processes in geology: a method for interpretation of natural phenomena; intrusions in igneous rocks, fractures, and folds, flow of debris and ice*. Freeman, Cooper & Company
- Keaton, J.K., Wartman, J., Anderson, S., Benoit, J., deLaChapelle, J., Gilbert, R. and Montgomery, D.R. (2014). The 22 March 2014 Oso Landslide, Snohomish County, Washington. Geotechnical Extreme Events Reconnaissance Association GEER-36, USA
- McDougall, S. (2017). Landslide runout analysis - current practice and challenges. *Canadian Geotechnical Journal* **54**(5), 605-620
- Miao, T., Liu, Z., Niu, Y. and Ma, C. (2001). A sliding block model for the runout prediction of high-speed landslides. *Canadian Geotechnical Journal* **38**(2), 217-226
- Mora, C. (2011). *Contención de taludes en estado viscoplastico*. Tesis de maestría, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C., Colombia
- Petley, D. (2012). Global patterns of loss of life from landslides. *Geology* **40**(10), 927-930
- van Asch, Th.W.J., van Beek, L.P.H. and Bogaard, T.A. (2007). Problems in predicting the mobility of slow-moving landslides. *Engineering Geology* **91**, 46-55
- Wang, F.W., Sassa, K. and Wang, G. (2002). Mechanism of a long-runout landslide triggered by the August 1998 heavy rainfall in Fukushima Prefecture, Japan. *Engineering Geology* **63**, 169-185
- Wang, X. (2008). *Geotechnical analysis of flow slides, debris flows, and related phenomena*. PhD thesis, University of Alberta, Canada



Comparación teórica-numérica de la sobrepresión generada en sistemas de tuberías de diámetro variable

Theoretical-numerical comparison of water hammer generated in piping systems with variable diameter

Fecha de entrega: 2 de diciembre 2019

Fecha de aceptación: 19 de marzo 2020

Iván Salazar y Alen Kong

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Avda. Angamos 0610, Antofagasta, Chile, isalazar@ucn.cl, akong@ucn.cl

Se analiza y compara el valor de la sobrepresión en una válvula ubicada aguas abajo en un sistema por gravedad, cuando se presentan variaciones en las propiedades geométricas en la conducción (cambios de diámetro). Se analiza la validez de los resultados obtenidos comparando dos metodologías, a saber: modelación numérica por elementos finitos y la aplicación de expresiones teóricas basadas en el método de celeridad y longitud equivalente. Para la resolución numérica de las ecuaciones se desarrolla una rutina computacional en Matlab que permite representar la propagación de las ondas de presión en la tubería. Se define el modelo numérico considerando todas las condiciones que presenta el problema y se examinan distintos casos en los que se presenten variaciones en las propiedades geométricas en la conducción considerando ensanches y angostamientos en distintas ubicaciones a lo largo de la conducción y se comparan con los resultados de las presiones máximas obtenidos mediante las aproximaciones teóricas.

Palabras claves: golpe de ariete, movimientos transitorios en conductos a presión, método de los elementos finitos

This study analyses and compares the value of the overpressure in a valve located downstream in a gravity system when there are variations in the geometric properties in the conduction (diameter changes). In addition, the validity of the results obtained is analysed by comparing two methodologies: numerical modelling by finite elements and the application of theoretical expressions based on the method of celerity and equivalent length. For the numerical resolution of the equations a computational routine is developed in Matlab that allows representing the propagation of the pressure waves in the pipe. Then, the numerical model is defined considering all the conditions that the problem presents, and different cases are examined in which their variations in the geometric properties in the conduction are considering widenings and narrowing in different locations throughout the conduction. Finally, the study makes a comparison with the results of the maximum pressures obtained through the theoretical approximations.

Keywords: water hammer, transient movements in pipes under pressure, finite element method

Introducción

En el análisis de movimientos transitorios en conductos a presión se estudian las presiones y velocidades que resultan del cambio desde un estado permanente a otro no permanente, comúnmente denominadas perturbaciones hidráulicas. Dichas perturbaciones ocurren cuando el fluido conducido por una tubería en presión se ve obligado a variar su velocidad o dirección repentinamente. Esto provoca una secuencia de sobrepresiones y subpresiones, las cuales deforman las tuberías y eventualmente ocasionan

rompimiento de piezas y conductos (Streeter y Wylie, 1999). Este fenómeno se produce comúnmente cuando se realizan maniobras de apertura o cierre de válvulas, o también al poner en marcha o detener una máquina hidráulica.

Las ecuaciones de Saint Venant son las que rigen los movimientos transitorios en conducciones en presión y vienen dadas por (Parmakian, 1963; Streeter y Wylie, 1999; Bollrich, 2007):

$$\frac{\partial v}{\partial t} + g \frac{\partial H}{\partial x} + g \sin \theta + f \frac{v|v|}{2D} = 0 \quad (1)$$

$$g \frac{\partial H}{\partial t} + c^2 \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

donde v (L/T) es la velocidad media del flujo en cada sección y en cada instante, H (L) representa la energía contenida en el fluido en cada sección y en cada instante, g (L/T²) es la aceleración de gravedad, $\sin \theta$ es la pendiente del conducto, f (-) representa el factor de fricción del conducto, D (L) representa el diámetro interno de la tubería y c (L/T) corresponde a la celeridad de la onda.

Las ecuaciones (1) y (2) representan un sistema de ecuaciones diferenciales parciales no lineales. El término c en (2) representa a la celeridad o velocidad de propagación de la onda de presión a través del líquido. La celeridad viene dada por (Parmakian, 1963; Twyman, 2016):

$$c = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{K} + \frac{D C_1}{e E} \right)}} \quad (3)$$

donde ρ (M/L³) es la densidad del fluido, K (M/T²L) corresponde al módulo de compresibilidad del líquido, D (L) es el diámetro interno del conducto, e (L) representa el espesor del conducto, E (M/T²L) es el módulo de elasticidad del material del conducto y C_1 (-) es una constante que representa el tipo de unión que posee el conducto.

Para el caso de evaluación de la sobrepresión producido por el cierre de una válvula en un sistema gravitacional, se introduce el concepto de tiempo crítico, el cual diferencia los casos de cierres bruscos con los cierres lentos (Allievi, 1903; Parmakian, 1963; Bollrich, 2007):

$$t_c = \frac{2L}{c} \quad (4)$$

donde L (L) es la longitud del conducto y c (L/T) es la celeridad de la onda. Se considera cierre brusco si el tiempo de cierre de la válvula t_{cv} es menor al tiempo crítico, por el contrario, se considera cierre lento si el tiempo de cierre de la válvula t_{cv} es mayor al tiempo crítico. De acuerdo al tipo de cierre se utilizan distintas expresiones para determinar los valores de sobrepresión en el conducto. Para cierres

bruscos se utiliza la expresión (5) de Joukowsky, mientras que para cierres suave se utiliza la expresión (6) de Michaud (Parmakian, 1963; Bollrich, 2007).

$$\Delta h_{\max} = \frac{cv}{g} \quad (5)$$

$$\Delta h_{\max} = \frac{2Lv}{gt_{cv}} \quad (6)$$

Cuando existen conducciones que presentan cambios en sus propiedades geométricas y/o elásticas es posible obtener una solución satisfactoria a través de la obtención de una tubería uniforme equivalente (Parmakian, 1963), la cual relaciona los largos, áreas y celeridades de los distintos tramos para determinar una tubería de condición equivalente, a saber:

$$\frac{L_{eq}}{A} = \left(\frac{L_1}{A_1} + \frac{L_2}{A_2} + \dots + \frac{L_n}{A_n} \right) = \sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i}{A_i} \right) \quad (7)$$

$$\frac{L}{c} = \left(\frac{L_1}{c_1} + \frac{L_2}{c_2} + \dots + \frac{L_n}{c_n} \right) = \sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i}{c_i} \right) \quad (8)$$

donde las variables con subíndices corresponde a los n tramos con características homogéneas, tanto de longitud, área y celeridad.

Es importante notar que (7) hace referencia a la obtención de una longitud equivalente válida sólo bajo las condiciones de columna rígida, es decir, considerando flujo ideal y conducto rígido (Parmakian, 1963; Bollrich, 2007). Por otra parte, (8) hace referencia a obtener una celeridad equivalente bajo la teoría de columna flexible (Parmakian, 1963). Sin embargo, para una conducción en serie, en (8) no se diferencia sobre el tipo de cambio de geometría. Se trata indistintamente un ensanche como un angostamiento. Tampoco se hace mención a la ubicación del cambio de geometría, es decir, si dicho ensanche o angostamiento se encuentra justo en la mitad de la longitud del conducto o a una distancia mayor o a una distancia menor, no parece tener efecto en dicha ecuación (Kong y Salazar, 2017). Un análisis detallado sobre conducciones en régimen transitorios se puede encontrar, por ejemplo, en Parmakian (1963), Abreu *et al.* (1995) y en Bollrich (2007) y estudios de casos particulares, por ejemplo, en Twyman (2018, 2019).

Modelo numérico

Se desarrolla un modelo numérico basado en los esquemas indicados en la Figura 1. Se utiliza el método de los elementos finitos (e.g. Zienkiewicz y Taylor, 2000) para obtener el valor de la sobrepresión en una válvula (obturador) ubicada aguas abajo en un sistema gravitacional. Se comparan los resultados obtenidos con los calculados mediante la aproximación teórica basado en el cálculo de una longitud y celeridad equivalente.

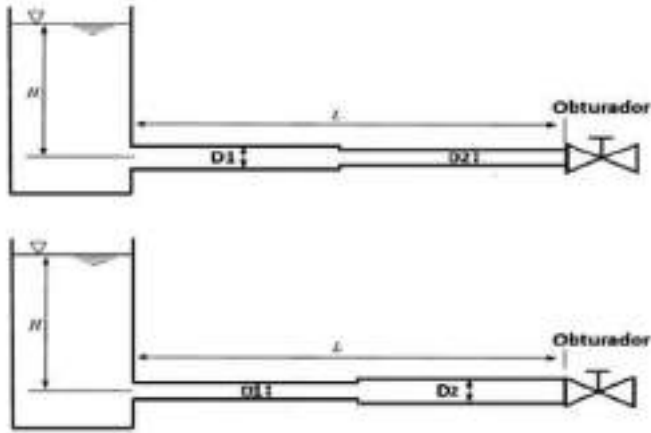


Figura 1: Modelos de análisis

Las características del modelo de análisis de la Figura 1 son las siguientes:

- Estanque de altura constante 10 m conectado a un sistema de tuberías funcionando gravitacionalmente con una válvula de control a la salida.
- Se considera un sistema de tuberías de 1000 m de largo conformado por dos tramos en serie, los cuales presentan variaciones de diámetro (ensanche/angostamiento), pero con el material de la tubería constante.
- La condición inicial es el momento cuando el sistema se encuentra en régimen permanente y se realiza el cierre de la válvula de control.
- El cierre de la válvula de control corresponde a un cierre brusco.
- El tiempo de simulación es de $t = 50$ s con un intervalo de tiempo $\Delta t = 0.02$ s.

Las ecuaciones (1) y (2) se trabajan mediante el método de los elementos finitos. Se discretiza el dominio en elementos finitos lineales de longitud ΔL constante para

cada tramo, los cuales están definidos por sus propiedades físicas y se encuentran unidos por nodos en sus extremos según se muestra en la Figura 2.

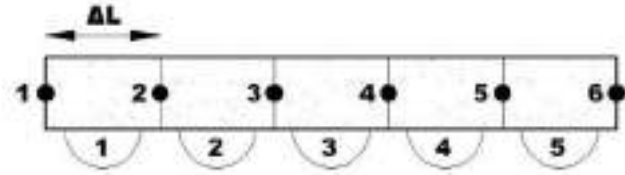


Figura 2: Discretización lineal de elementos finitos

La discretización espacial se realiza por medio del método del desplazamiento virtual (Videla y Salazar, 2010; Salazar *et al.*, 2011). De este modo, (1) y (2) para cada elemento, se expresan de la siguiente forma:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \Delta L & \frac{\Delta L}{2} \\ \frac{\Delta L}{2} & \Delta L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v^{e1} \\ v^{e2} \end{bmatrix} + \frac{c}{2} \begin{bmatrix} -1 & 1 \\ 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H^{e1} \\ H^{e2} \end{bmatrix} + \frac{g}{2\Delta L} \begin{bmatrix} \Delta L & \frac{\Delta L}{2} \\ \frac{\Delta L}{2} & \Delta L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v^{e1} \\ v^{e2} \end{bmatrix} = 0 \quad (9)$$

$$\frac{c}{2} \begin{bmatrix} \Delta L & \frac{\Delta L}{2} \\ \frac{\Delta L}{2} & \Delta L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{H}^{e1} \\ \dot{H}^{e2} \end{bmatrix} + \frac{c^2}{2} \begin{bmatrix} -1 & 1 \\ 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v^{e1} \\ v^{e2} \end{bmatrix} = 0 \quad (10)$$

Ensamblando las ecuaciones de todos los elementos, se obtienen las matrices globales del sistema de ecuaciones que rigen el comportamiento del golpe de ariete en un sistema de tuberías:

$$A\dot{v} + BH + Cv = 0 \quad (11)$$

$$D\dot{H} + Ev = 0 \quad (12)$$

El sistema se expresa en base a las propiedades físicas conocidas de los elementos de tuberías, mientras que las incógnitas son los vectores correspondientes a los valores de velocidad y presión en cada nodo de la tubería y su variación temporal. Se utiliza el método alfa generalizado (Hughes, 1987; Chung y Hulbert, 1993; Jansen *et al.*, 2000) para la discretización temporal de las ecuaciones (9) y (10). Desarrollando las ecuaciones del método alfa generalizado se tiene:

$$\Delta v \left(\frac{A(1-\alpha_0)}{v} + C(1-\alpha_0) \right) + \Delta H B(1-\alpha_0) = -A \left(v_n \left(\frac{1-\alpha_0}{v} \right) (1-\alpha_n) + \alpha_n v_n \right) - B H_n - C v_n \quad (13)$$

$$\Delta H \left(\frac{D(1-\alpha_0)}{v} \right) + \Delta v E(1-\alpha_0) = -D \left(H_n \left(\frac{1-\alpha_0}{v} \right) (1-\alpha_n) + \alpha_n H_n \right) - E v_n \quad (14)$$

El sistema de ecuaciones (13) y (14) se expresa en función de parámetros temporales del método alfa, matrices y vectores dependientes de las características físicas de las tuberías y de vectores de variación temporal de velocidad

y presión respectivamente. Además, para el tiempo siguiente $t = n+1$ se tiene:

$$H_{n+1} = H_n + \Delta H \quad (15)$$

$$\dot{H}_{n+1} = \frac{\Delta H}{\gamma \Delta t} + \dot{H}_n \left(\frac{\gamma-1}{\gamma} \right) \quad (16)$$

Se define el radio espectral de la matriz, además de los parámetros del método alfa ($\alpha_f = 0.5128$, $\alpha_m = 0.5256$ y $\gamma = 0.5128$) de tal manera que aseguren la convergencia del método (Chung y Hulbert, 1993; Jansen *et al.*, 2000). Los valores de velocidad y presión en los nodos de cada elemento se determinan resolviendo el sistema de ecuaciones resultantes. Las condiciones de borde del problema en este caso es el nivel constante del estanque y el cierre brusco de la válvula de control (ambos para $t = 0$).

Casos simulados

El modelo de análisis es una conducción compuesta por dos tramos de igual material, pero de distinto diámetro. El cambio de diámetro se evalúa en distintos puntos de la conducción para ver su incidencia en los valores de máxima sobrepresión obtenidos. Las características hidráulicas para el modelo numérico se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Características definidas para el modelo numérico

Tramos de tubería	2
Altura de líquido en el estanque, m	10
Longitud, m	1000
Material	HDPE
Tiempo de simulación, s	50

Para validar el modelo a través del método de los elementos finitos se determina y compara el valor de la máxima sobrepresión obtenida en la válvula de control en metros de columna de agua mca, utilizando la expresión analítica con aproximación de celeridad equivalente. Los datos considerados son los mostrados en la Tabla 1 considerando un conducto de HDPE PN10 de un solo tramo de diámetro nominal $D = 160$ mm (6"), de espesor $e = 0.015$ m y de rugosidad absoluta $\varepsilon = 0.0015$ mm. Los resultados se indican en la Tabla 2.

Se analizan 2 casos en particular, conexión de tubería en serie con ensanche y angostamiento. Se comparan los resultados obtenidos a través de la modelación numérica con los obtenidos por la aproximación de tubería de longitud equivalente. La comparación se enfoca en el comportamiento de la onda de presión, en el periodo de onda y en los valores

máximos de presión en la válvula de control.

Tabla 2: Máxima sobrepresión obtenida en la válvula del sistema

Método	Máxima sobrepresión
Expresión de Joukowsky, mca	110.98
Método de los elementos finitos, mca	109.59

mca: metros de columna de agua

Caso ensanche

Se consideran dos casos de ensanches, a saber: ensanche de tubería de diámetro nominal $D = 50.8$ mm (2") a otra de $D = 63.5$ (2.5") y ensanche de diámetro nominal $D = 50.8$ (2") a otra de $D = 101.6$ mm (4"). Para cada ensanche considerado en la tubería se analizan tres casos de análisis, los cuales se diferencian por el lugar en el que se produce el cambio de tramo. En el primer caso el ensanche ocurre a 200 m del estanque, en el segundo caso a 500 m del estanque y el tercer caso a 800 m del estanque. En la Tabla 3 se muestran las características y resultados obtenidos de los tres sistemas que se analizan para el caso de ensanche de tubería de 2" a 2.5", mientras que en la Tabla 4 se muestran las características y los resultados obtenidos aplicando el concepto de celeridad y longitud equivalente.

Tabla 3: Características definidas y valor de máxima sobrepresión obtenida para el caso de ensanche de tubería de 2" a 2.5" a través de la modelación numérica por elementos finitos.

Sistema de tuberías	A		B		C	
	1	2	1	2	1	2
Tramo						
Longitud, m	200	800	500	500	800	200
Diámetro, m	0.049	0.058	0.049	0.058	0.049	0.058
Material	HDPE	HDPE	HDPE	HDPE	HDPE	HDPE
Celeridad, m/s	604.78	604.66	604.78	604.66	604.78	604.66
Velocidad inicial, m/s	1.36	0.97	1.18	0.84	1.06	0.76
Caudal, m ³ /s	0.0026		0.0022		0.0020	
Máxima sobrepresión, mca	87.42		78.85		73.28	

Tabla 4: Características definidas y valor de máxima sobrepresión obtenida para el caso de ensanche de tubería de 2" a 2.5" a través del método de celeridad y longitud equivalente

Sistema de tuberías	A	B	C
Longitud equivalente, m	1080	1200	1320
Diámetro equivalente, m	0.058	0.058	0.058
Celeridad equivalente, m/s	653.06	725.66	798.27
Velocidad inicial, m/s	0.97	0.84	0.76
Máxima sobrepresión, mca	73.34	71.15	70.28

Las Figuras 3 a 8 muestran la comparación de los valores de la sobrepresión en función del tiempo en la válvula de control, obtenidos a través de la modelación numérica por elementos finitos y por el método de celeridad y longitud equivalente a distintas ubicaciones del cambio de geometría y para relaciones de cambio de ensanche $D_1/D_2 = 2''/2.5''$ y $D_1/D_2 = 2''/4''$.

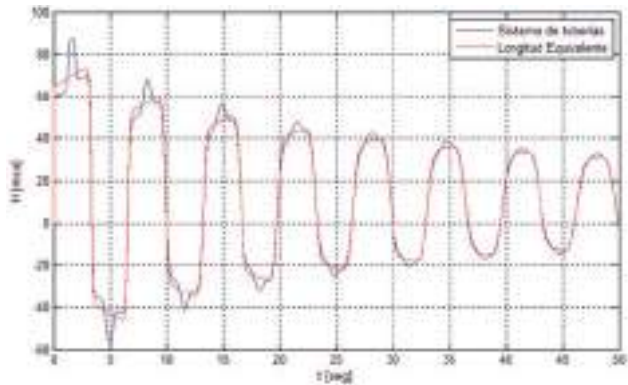


Figura 3: Variación de la sobrepresión en la válvula de control del sistema para ensanche $D_1/D_2 = 2''/2.5''$ con ubicación de ensanche a una distancia $L_1 = 200$ m

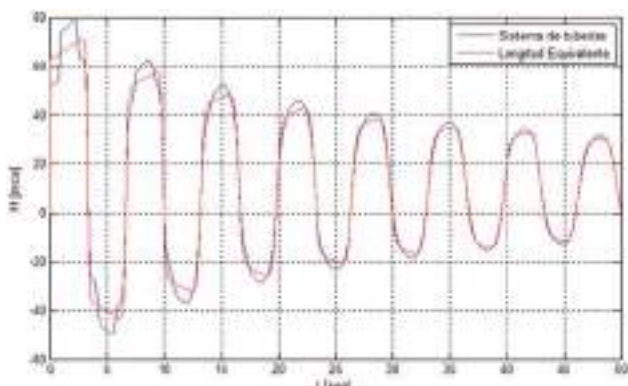


Figura 4: Variación de la sobrepresión en la válvula de control del sistema para ensanche $D_1/D_2 = 2''/2.5''$ con ubicación de ensanche a una distancia $L_1 = 500$ m

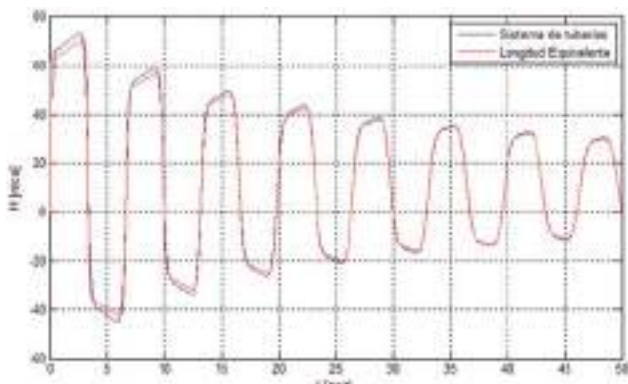


Figura 5: Variación de la sobrepresión en la válvula de control del sistema para ensanche $D_1/D_2 = 2''/2.5''$ con ubicación de ensanche a una distancia $L_1 = 800$ m

En la Tabla 5 se muestran las características y resultados obtenidos de los tres sistemas que se analizan para el caso de ensanche de tubería de 2'' a 4'', mientras que en la Tabla 6 se indican las características y los resultados obtenidos del sistema aplicando el concepto de celeridad y longitud equivalente.

Tabla 5: Características definidas y valor de máxima sobrepresión obtenida para el caso de ensanche de tubería de 2'' a 4'' a través de la modelación numérica por elementos finitos

Sistema de tuberías	A		B		C	
	1	2	1	2	1	2
Tramo						
Longitud, m	200	800	500	500	800	200
Diámetro, m	0.049	0.085	0.049	0.085	0.049	0.085
Material	HDPE	HDPE	HDPE	HDPE	HDPE	HDPE
Celeridad, m/s	604.78	604.45	604.78	604.45	604.78	604.45
Velocidad inicial, m/s	2.00	0.66	1.37	0.45	1.10	0.37
Caudal, m³/s	0.0038		0.0026		0.0021	
Máxima sobrepresión, mca	123.94		89.66		75.99	

Tabla 6: Características definidas y valor de máxima sobrepresión obtenida para el caso de ensanche de tubería de 2'' a 4'' a través del método de celeridad y longitud equivalente.

Sistema de tuberías	A	B	C
Longitud equivalente, m	1400	2000	2610
Diámetro equivalente, m	0.085	0.085	0.085
Celeridad equivalente, m/s	846.32	1209.23	1578.30
Velocidad inicial, m/s	0.66	0.45	0.37
Máxima sobrepresión, mca	65.77	64.71	67.83

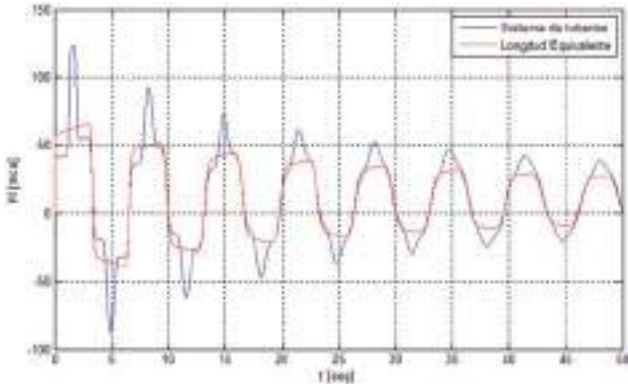


Figura 6: Variación de la sobrepresión en la válvula de control del sistema para ensanche $D_1/D_2 = 2''/4''$ con ubicación de ensanche a una distancia $L_1 = 200$ m

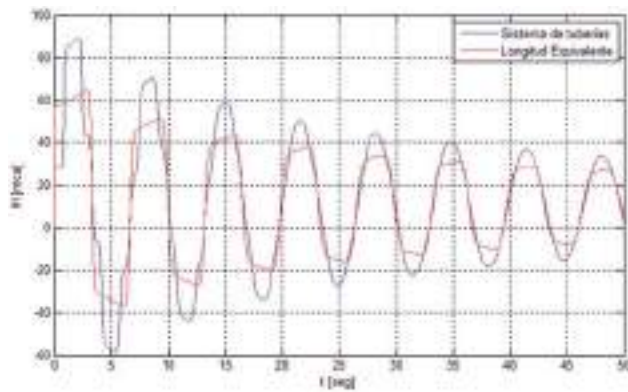


Figura 7: Variación de la sobrepresión en la válvula de control del sistema para ensanche $D_1/D_2 = 2''/4''$ con ubicación de ensanche a una distancia $L_1 = 500$ m

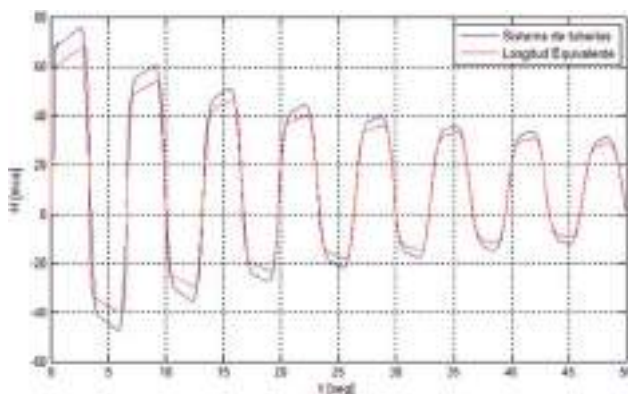


Figura 8: Variación de la sobrepresión en la válvula de control del sistema para ensanche $D_1/D_2 = 2''/4''$ con ubicación de ensanche a una distancia $L_1 = 800$ m

Caso angostamiento

De igual manera se consideran dos casos de angostamientos, a saber: angostamiento de tubería de diámetro nominal 2.5" a otra de 2" y angostamiento de diámetro nominal 2" a otra de 4". Para cada angostamiento considerado en la tubería se analizan tres casos, los cuales se diferencian por el lugar en el que se produce el cambio de diámetro. En el primer caso el angostamiento ocurre a 200 m del estanque, en el segundo caso a 500 m del estanque y el tercer caso a 800 m del estanque. En la Tabla 7 se muestran las características y resultados obtenidos de los tres sistemas que se analizan para el caso de angostamiento de 2.5" a 2", mientras que en la Tabla 8 se indican las características y los resultados obtenidos del sistema aplicando el concepto de celeridad y longitud equivalente.

Las Figuras 9 a 14 muestran la comparación de los valores de la sobrepresión en función del tiempo en la válvula de control, obtenidos a través de la modelación numérica

por elementos finitos y por el método de celeridad y longitud equivalente a distintas ubicaciones del cambio de geometría y para relaciones de cambio de angostamiento $D_1/D_2 = 2.5''/2''$ y $D_1/D_2 = 4''/2''$.

Tabla 7: Características definidas y valor de máxima sobrepresión obtenida para el caso de angostamiento de tubería de 2.5" a 2" a través de la modelación numérica por elementos finitos

Sistema de tuberías	A		B		C	
	1	2	1	2	1	2
Tramo						
Longitud, m	200	800	500	500	800	200
Diámetro, m	0.058	0.049	0.058	0.049	0.058	0.049
Material	HDPE	HDPE	HDPE	HDPE	HDPE	HDPE
Celeridad, m/s	604.66	604.78	604.66	604.78	604.66	604.78
Velocidad inicial, m/s	0.75	1.06	0.84	1.18	0.97	1.35
Caudal, m ³ /s	0.0020		0.0022		0.0026	
Máxima sobrepresión, mca	73.73		80.09		90.21	

Tabla 8: Características definidas y valor de máxima sobrepresión obtenida para el caso de angostamiento de tubería de 2.5" a 2" a través del método de celeridad y longitud equivalente

Sistema de tuberías	A	B	C
Longitud equivalente, m	1320	1200	1080
Diámetro equivalente, m	0.058	0.058	0.058
Celeridad equivalente, m/s	798.27	725.66	653.06
Velocidad inicial, m/s	0.75	0.84	0.97
Máxima sobrepresión, mca	70.19	71.03	73.18

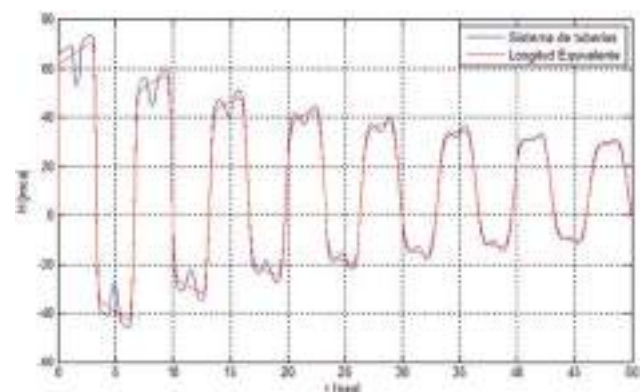


Figura 9: Variación de la sobrepresión en la válvula de control del sistema para angostamiento $D_1/D_2 = 2.5''/2''$ con ubicación de ensanche a una distancia $L_1 = 200$ m

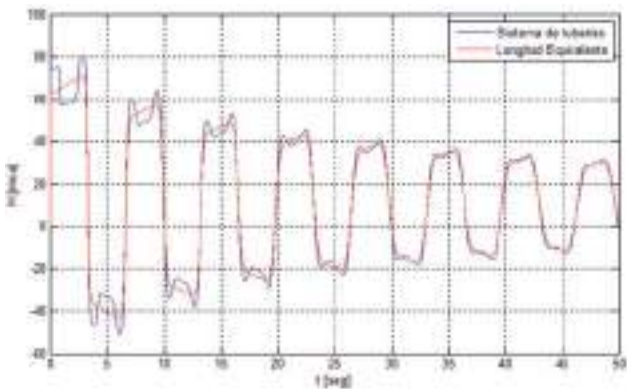


Figura 10: Variación de la sobrepresión en la válvula de control del sistema para angostamiento $D_1/D_2 = 2.5"/2"$ con ubicación de ensanche a una distancia $L_1 = 500$ m

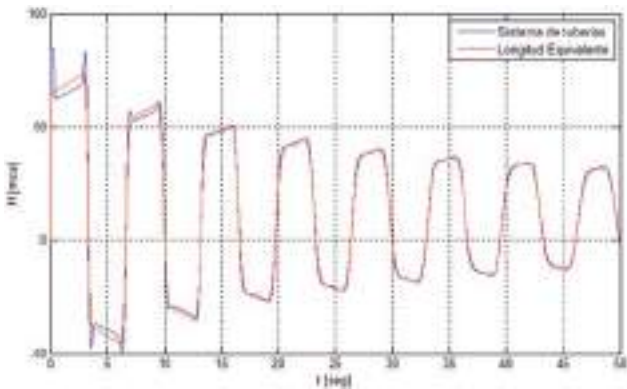


Figura 11: Variación de la sobrepresión en la válvula de control del sistema para angostamiento $D_1/D_2 = 2.5"/2"$ con ubicación de ensanche a una distancia $L_1 = 800$ m

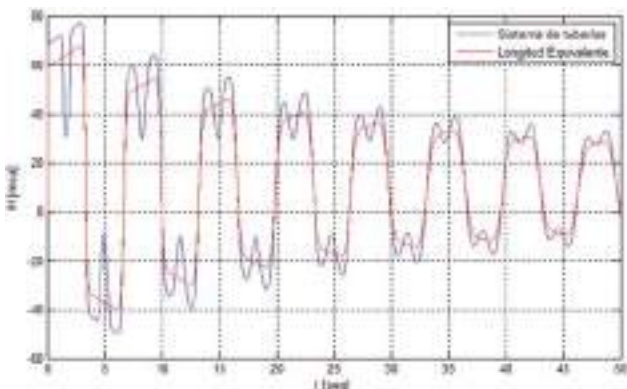


Figura 12: Variación de la sobrepresión en la válvula de control del sistema para angostamiento $D_1/D_2 = 4"/2"$ con ubicación de ensanche a una distancia $L_1 = 200$ m

En la Tabla 9 se muestran las características y resultados obtenidos de los tres sistemas que se analizan para el caso

de angostamiento de 4" a 2", mientras que en la Tabla 10 se aprecian las características y los resultados obtenidos del sistema aplicando el concepto de celeridad y longitud equivalente.

Tabla 9: Características definidas y valor de máxima sobrepresión obtenida para el caso de angostamiento de tubería de 4" a 2" a través de la modelación numérica por elementos finitos

Sistema de tuberías	A		B		C	
	1	2	1	2	1	2
Tramo	1	800	1	500	1	200
Longitud, m	200	800	500	500	800	200
Diámetro, m	0.085	0.049	0.085	0.049	0.085	0.049
Material	HDPE	HDPE	HDPE	HDPE	HDPE	HDPE
Celeridad, m/s	604.45	604.78	604.45	604.78	604.45	604.78
Velocidad inicial, m/s	0.37	1.10	0.45	1.36	0.66	1.98
Caudal, m³/s	0.0021		0.0026		0.0037	
Máxima sobrepresión, mca	77.13		91.15		132.30	

Tabla 10: Características definidas y valor de máxima sobrepresión obtenida para el caso de angostamiento de tubería de 4" a 2" a través del método de celeridad y longitud equivalente

Sistema de tuberías	A	B	C
Longitud equivalente, m	2610	2000	1400
Diámetro equivalente, m	0.085	0.085	0.085
Celeridad equivalente, m/s	1578.30	1209.23	846.32
Velocidad inicial, m/s	0.37	0.45	0.66
Máxima sobrepresión, mca	67.77	64.64	65.61

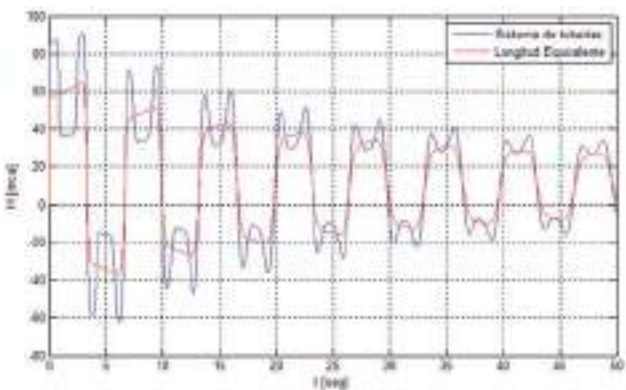


Figura 13: Variación de la sobrepresión en la válvula de control del sistema para angostamiento $D_1/D_2 = 4"/2"$ con ubicación de ensanche a una distancia $L_1 = 500$ m

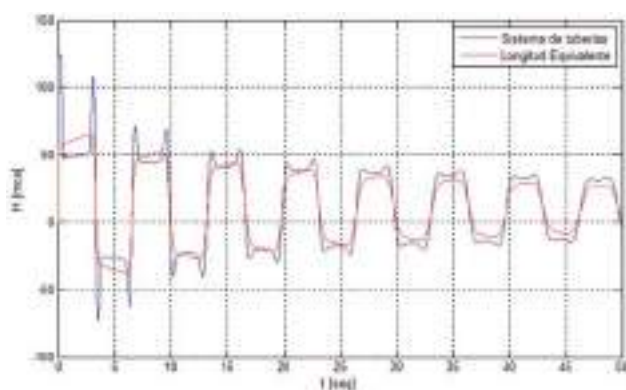


Figura 14: Variación de la sobrepresión en la válvula de control del sistema para angostamiento $D_1/D_2 = 4''/2''$ con ubicación de ensanche a una distancia $L_1 = 800$ m

Conclusiones

Se observa que tanto para el caso de ensanche de 2" a 2.5" ($D_1/D_2 = 2''/2.5''$) como para el caso de ensanche de 2" a 4" ($D_1/D_2 = 2''/4''$) los resultados obtenidos a través de la modelación numérica por elementos finitos y por el método de celeridad y longitud equivalente son muy cercanos a partir de los 25 s de producirse el cierre (Figuras 3 a 5). Se aprecia que en los primeros 15 s existe una diferencia de magnitud en el valor de la máxima sobrepresión en la válvula. Esta diferencia de magnitud ocurre cuando el cambio de geometría se encuentra más cercano al estanque ($L_1 = 200$ m). Se determina que la coincidencia de las ondas de presión obtenidas a través de la modelación numérica por elementos finitos y por el método de celeridad y longitud equivalente se debe a que la diferencia de celeridad entre un tramo y otro es mínima, debido a que el cambio de diámetro no ha sido muy significativo y las pérdidas singulares no juegan un rol determinante en este hecho, por lo que se mantiene una razón similar de diámetro y espesor. Sin embargo, este comportamiento no se refleja en los primeros segundos de análisis en donde se aprecia una diferencia marcada de sobrepresión por ambos métodos, siendo siempre mayor la obtenida a través de la modelación numérica por elementos finitos.

La situación es la misma cuando se analiza el caso de angostamiento, pero sólo para el caso de cambio de 2.5" a 2" ($D_1/D_2 = 2.5''/2''$). Cuando el angostamiento se hace más brusco, es decir, el caso de cambio de 4" a 2" ($D_1/D_2 = 4''/2''$), los resultados entregados por ambos métodos presentan diferencia. Aquí los resultados obtenidos a través de la modelación numérica por elementos finitos y

por el método de celeridad y longitud equivalente tienen la tendencia de acercarse a partir de los 25 s de producirse el cierre, pero sólo cuando dicho angostamiento se produce a una distancia $L_1 = 800$ m (Figuras 12 a 14). Sin embargo, se aprecia que en los primeros 15 s la diferencia de magnitud en el valor de la máxima sobrepresión en la válvula se incrementa.

El método de celeridad y longitud equivalente no es capaz de representar los efectos de superposición y transmisión de ondas que ocurren en las discontinuidades de las tuberías debido a la variación de celeridad (variación de diámetro), entregando valores promedios de las ondas de presión que se desarrollan en cada tramo, lo que no permite simular correctamente lo que ocurre en el sistema de tuberías. Así la coincidencia del periodo de las ondas de presión obtenidos a través de la modelación numérica por elementos finitos y por el método de celeridad y longitud equivalente queda condicionada por la diferencia de celeridades entre un tramo y otro.

Una diferencia sustancial es que para los casos de ensanches la diferencia de presiones obtenidas a través de la modelación numérica por elementos finitos y por el método de celeridad y longitud equivalente es más evidente cuando el cambio de sección ocurre más lejos de la válvula, mientras que para los casos de angostamiento se produce cuando el cambio de sección ocurre más cerca de la válvula. Esto está relacionado con la transmisión y superposición de ondas que ocurre en la discontinuidad, y es más marcado para el caso del angostamiento dada la naturaleza experimental propia de estos cambios bruscos, efecto que el método de celeridad y longitud equivalente no es capaz de representar en sus resultados.

En términos generales la aproximación por el método de celeridad y longitud equivalente es capaz de representar las sobrepresiones generadas con un alto grado de exactitud. Sin embargo, la falencia de esta aproximación radica en que tiende a aminorar las máximas sobrepresiones, siendo éste el parámetro de mayor importancia en el análisis de movimientos transitorios en conductos a presión.

Referencias

Abreu, J.M., Guarga, R. e Izquierdo, J. (eds.) (1995). *Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión*. Unidad Docente Mecánica de Fluidos, Universidad Politécnica de Valencia, España



- Allievi, L. (1903). Teoria generale del moto perturbato dell'acqua nei tubi in pressione (colpo d'ariete). Associazione Elettrotecnica Italiana, Roma, Italia
- Bolrich, G. (2007). *Technische Hydromechanik I*. 6. Auflage. Huss-Medien GmbH, Berlin, Germany
- Chung, J. and Hulbert, G.M. (1993). A time integration algorithm for structural dynamics with improved numerical dissipation: the generalized- α method. *Journal of Applied Mechanics* **60**(2), 371–375
- Hughes, T.J.R. (1987). *The finite element method: linear static and dynamics finite element analysis*. Prentice-Hall, New Jersey, USA
- Jansen, K.E., Whiting, C.H. and Hulbert, G.M. (2000). A generalized- α method for integrating the filtered Navier-Stokes equations with a stabilized finite element method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **190**(3-4), 305–319
- Kong, A. y Salazar, I. (2017). Sobre la influencia de la heterogeneidad de material en el cálculo de la sobrepresión en ductos en presión. *Ingeniería Innova* **13**, 1-16
- Parmakian, J. (1963). *Waterhammer analysis*. Dover Publications, New York, USA
- Salazar, I., Köngeter, J. y Covarrubias, A. (2011). El método de los elementos finitos aplicados a problemas de mecánica de fluidos. *Revista de Ingeniería Innova* **1**, 18-27
- Streeter, V.L. y Wylie, E.B. (1999). *Mecánica de fluidos*. 8ª ed., McGraw-Hill, México
- Twyman, J. (2019). Análisis transiente de la demanda de agua uniformemente distribuida. *Obras y Proyectos* **26**, 43-50
- Twyman, J. (2018). Transient flow analysis using the method of characteristics MOC with five-point interpolation scheme. *Obras y Proyectos* **24**, 62-70
- Twyman, J. (2016). Wave speed calculation for water hammer analysis. *Obras y Proyectos* **20**, 86-92
- Videla, D. y Salazar, I. (2010). Comparación del método de Crank Nicholson y α -generalizado aplicados a la ecuación de flujo de aguas subterráneas. *Obras y Proyectos* **7**, 51-56
- Zienkiewicz, O. y Taylor, R. (2000). *El método de los elementos finitos*. 5ª edición CIMNE, Barcelona, España



Diseño de una oficina de gestión de proyectos para la empresa Instelmec SAS

Design of a project management office for the company Instelmec SAS

Fecha de entrega: 28 de mayo 2019
Fecha de aceptación: 27 de febrero 2020

Leandro Reyes, Michelle Briggite Quiroga y Yon Jairo Trujillo

Escuela de Administración de Negocios, Universidad EAN, Calle 79 No. 11 – 45, Bogotá D.C., Colombia,
lreyesjo936@universidadean.edu.co, mquiroga8136@universidadean.edu.co, ytrujill5420@universidadean.edu.co

El presente trabajo tiene como objetivo generar la propuesta para la implementación de una Oficina de Gestión de Proyectos OGP para la compañía Instelmec SAS. Esto permite alinear los procesos que se llevan a cabo actualmente en los proyectos con los objetivos estratégicos propuestos por la organización. Actualmente los proyectos se ejecutan en base a la experiencia del personal. La organización no cuenta con procesos estandarizados que permitan ejecutar los proyectos de una manera organizada. Con base a la revisión de los acervos de la gestión de proyectos referenciados en el presente estudio, se aplican al análisis de la información de Instelmec para generar un plan de implementación de la OGP. Se definen sus objetivos, alcance, limitaciones, misión, visión, roles y demás aspectos relacionados con los proyectos de Instelmec SAS. En el desarrollo de esta investigación se aplicaron diferentes instrumentos de medición, como son encuestas, entrevistas, auditorías y modelo de madurez, para determinar en la organización la OGP más adecuada. Se analizó la organización desde diferentes puntos de vista, como es la gestión de portafolio de proyectos, cultura organizacional y efectividad en proyectos, las prácticas de gestión de proyectos y la medición de madurez en gestión de proyectos. Con los resultados obtenidos se diseñó una OGP básica.

Palabras clave: oficina de gestión de proyectos, efectividad, cultura organizacional, madurez

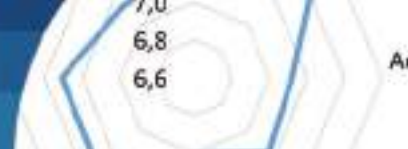
The present work aims to generate the proposal for the implementation of a Project Management Office for the company Instelmec SAS. This allows to align to the processes currently carried out with the strategic objectives proposed by the organization. Projects are currently executed based on the staff experience. Under the above considerations, the organization does not have standardized processes that allow projects to be executed in an organized manner. Based on the review of the project management assets referenced in this study, they are combined and applied to the analysis of the information collected in the Instelmec organization to subsequently generate an implementation plan for the Project Management Office and on which its objectives, scope, limitations, mission, vision, roles and other aspects related to Instelmec SAS projects are defined. In the development of this research, different measurement instruments were applied, such as surveys, interviews, audits and maturity model, in order to determine the most appropriate Project Management Office in the organization. The organization was analyzed from different points of view, such as project portfolio management, organizational culture and project effectiveness, project management practices and project management maturity measurement. With the results obtained, a basic Project Management Office was designed.

Keywords: project management office, effectiveness, organizational culture, maturity

Introducción

Este trabajo se enmarca en el contexto de aplicación empresarial, el cual se basa en el diseño de una Oficina de Gestión de Proyectos OGP para la empresa Instelmec S.A.S., empresa que trabaja en el sector de diseño, construcción y mantenimiento de obras civiles, arquitectura y urbanismo. El enfoque del presente trabajo

consiste en dar respuesta a la pregunta ¿cómo se puede implementar una unidad organizacional que centralice la gestión de proyectos en la organización Instelmec SAS?. El objetivo general es diseñar una OGP para la empresa Instelmec SAS con lo que se pretende dar una solución a la problemática que hay actualmente al interior de la compañía en el manejo y gestión de sus proyectos. Para



el desarrollo de la investigación se utilizaron diferentes herramientas de investigación como son la entrevista, encuestas y auditorias, cuyos resultados fueron analizados para determinar el estado actual de la empresa en temas de gestión de proyectos y proponer lineamientos que permitan llevarla al crecimiento y posicionamiento en nuevos mercados, incrementando sus utilidades y haciéndola más sólida económicamente. Se debe indicar que este análisis es independiente del nivel de producción de la empresa. Con los resultados obtenidos se propone una OGP básica que se adapta a las condiciones actuales de Instelmec, acompañado de un plan de implementación, el cual incluye diferentes aspectos como son las fases de implementación, métricas de calidad, análisis de riesgos y presupuesto para llevar a cabo el proyecto.

Oficina de Gestión de Proyectos OGP

Para la gestión de proyectos no es suficiente tener profesionales y una metodología enfocada en la estrategia organizacional, también es importante tener una gobernabilidad de los proyectos, una dirección apropiada, utilizar metodologías con estándares, herramientas, seguimiento y control, de acuerdo con las necesidades del cliente y es esto precisamente las funciones de una OGP. La OGP se define como un marco en el que la dirección de portafolios, de programas y de proyectos integradas con los elementos facilitadores de la organización a fin de alcanzar los objetivos estratégicos (PMI, 2017). Jiménez *et al.* (2019) clasifica las OGP de acuerdo con el desarrollo alcanzado por la OGP. Por otro lado, PMI (2017) detalla los diferentes roles, funciones y tipos de OGP y los roles de los directores de proyectos.

La cultura, efectividad y madurez en el ámbito organizacional son factores que influyen y son determinantes en el desarrollo de los proyectos. Muchas veces se ven favorecidos o perjudicados los proyectos por este componente que incluso puede cambiar entre equipos o áreas de la misma organización (Ariza, 2017a, 2017b; Gray y Larson, 2009; Jiménez *et al.*, 2019; Hill, 2008; PMI, 2017).

La empresa Instelmec tiene más de 20 años de trayectoria en la consultoría en proyectos de arquitectura e ingeniería (Global Group Col SAS). No tiene metodologías ni procesos para la ejecución de los proyectos, las actividades se realizan de manera informal y empírica desarrollada con base a la experiencia y capacidad de dirección de los

involucrados, adicionalmente en los proyectos no está asociada la figura de un líder específico, por el contrario, varias personas según su disponibilidad atienden y se les hacen responsables según los requerimientos internos y externos de los proyectos (Moreno, D. comunicación personal, 11 de agosto de 2018). Instelmec es una organización funcional enfocada en la ejecución de proyectos, por tal razón la cantidad de empleados (directos o indirectos) varía constantemente al corte de cada año dado que los proyectos se liquidan y los empleados se reducen.

Esta investigación fue realizada con apoyo de la Gerencia de Instelmec durante un periodo de tiempo de diez meses, iniciando en agosto 2018 y finalizando en mayo 2019. Los stakeholders fueron los empleados de la empresa Instelmec, cuyo rol de participación en los proyectos fue principalmente el de integrantes del equipo del proyecto (60%), con una permanencia en la organización de 3 a 5 años (48%) y su rango de edad era menor a 30 años (72%). Se utilizaron diferentes técnicas para la recolección de datos evaluando cuatro (4) aspectos principales: La gestión del portafolio de proyectos con la entrevista, la cultura organizacional y la efectividad de los proyectos con encuesta, las prácticas de gestión de proyectos con la auditoría y la madurez en gerencia de proyectos aplicando el cuestionario de modelo de madurez (Kerzner, 2002). El instrumento que se empleó contiene entrevistas y encuestas, que fueron diseñadas por Ariza (2017a).

Gestión del portafolio de proyectos

Para la medición de la gestión de portafolio se utilizó la entrevista del tipo semiestructurada diseñada por Ariza (2017a). La herramienta se encuentra dividida en dos secciones, la primera relacionada con las prácticas de gestión del portafolio de proyectos y la segunda relacionada con la cultura y efectividad organizacional asociada a la gestión del portafolio de proyectos (Ariza, 2017b). Considera preguntas estratégicas que permiten obtener información alineada al tipo de investigación planteada, permitiendo conocer el estado actual de la empresa, información base para definir el tipo de oficina de proyectos diseñada para la empresa en estudio. En la realización de las entrevistas se seleccionó una muestra no probabilística con empleados de la empresa Instelmec que se encontraban trabajando en la división de proyectos.

Las entrevistas se realizaron de manera presencial en las instalaciones de la empresa del 15 y 22 de febrero de 2019, entrevistando a tres personas relacionadas con la ejecución de proyectos de las diferentes áreas como son: el coordinador de proyectos, el profesional responsable de calidad y un líder de proyectos, con el fin de contar con diferentes puntos de vista sobre la manera como ven los funcionarios la aplicación de la gestión de proyectos en la organización.

Cultura organizacional y efectividad en el ámbito de los proyectos

La medición de la cultura organizacional y efectividad se realizó por medio de una encuesta (Ariza, 2017a), cuyo medio de uso fue correo electrónico, con el objetivo de recolectar información requerida para evaluar aspectos culturales de los stakeholders, evaluando los 32 indicadores de cultura organizacional en el ámbito de los proyectos y 11 indicadores de efectividad de los proyectos. El instrumento utilizado de encuesta contiene preguntas para medir la percepción que tienen los empleados en el ámbito de la ejecución de proyectos agrupadas en 4 dimensiones: Gobernabilidad cultural de proyectos, aprendizaje en el ámbito de proyectos, integración organizacional y relacionamiento entre stakeholders. La información resultante permite identificar aspectos de la cultura organizacional que afecta la gestión de proyectos, la cual fue de utilidad en el diseño de la oficina de proyectos adecuada para la compañía. En términos de efectividad se relaciona con el éxito y calidad, bajo los términos de la ejecución de un proyecto en una organización, Ariza (2017a) describe tres factores para evaluar la efectividad de la ejecución de proyectos, se incluyen criterios de soporte a nivel ejecutivo, disciplina y resultados en los proyectos, después hace un constructo epistemológico para confrontar la teoría con la evaluación bajo diferentes perspectivas de los stakeholders.

La encuesta creada por Ariza (2017a) permite identificar los criterios de efectividad de la organización en la ejecución de proyectos, las cuales se agrupan en 3 dimensiones que son: cumplimiento de expectativas de los stakeholders, satisfacción del equipo y logro de compromisos. Con la información recolectada se obtiene la relación que hay entre los aspectos culturales de la compañía versus la

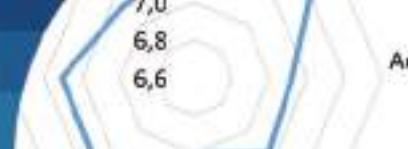
percepción de efectividad que tiene los empleados en la gestión de los proyectos, permitiendo relacionar aspectos que orienten al diseño de la OGP para la empresa.

Prácticas de gestión de proyectos

De acuerdo con los proyectos ejecutados en Instelmec en el año 2018, se realizó una auditoria en cada una de las fases de los proyectos, con el objetivo de identificar la correspondencia de aplicación de prácticas de gestión de proyectos. Como la empresa es una Mipyme del sector de diseños de obras civiles, la encuesta fue realizada a un grupo de 4 personas del área de diseños, que conforman el 65% de la planta de personal de la empresa perteneciente a esta área. Se escogieron dos proyectos que fueron auditados utilizando una lista de chequeo que contiene preguntas de prácticas de gestión de proyectos según el ciclo administrativo de un proyecto propuesto por PMI (2017) discriminadas por grupos de proceso y áreas de conocimiento. Esta lista de chequeo permitió identificar la visión que tiene Instelmec en la administración de los proyectos durante todas las etapas de ejecución, lo que encaminará a proponer buenas prácticas en este ámbito dentro de la OGP, que conlleve a la realización de los proyectos con éxito.

Medición de la madurez en gerencia de proyectos

Teniendo en cuenta que la empresa no cuenta con procedimientos formales para la gestión de proyectos, se tomó como guía la definición de madurez de proyectos para evaluar el nivel 1, con el fin de establecer si tienen un nivel básico de conocimientos en proyectos que permita superar este nivel bajo los riesgos que la organización esté dispuesta a tolerar. El cuestionario evalúa la aplicación y conocimiento de los principios fundamentales de la gestión de proyectos y su terminología asociada. Los requisitos para completar el nivel 1 se pueden cumplir a través de una buena comprensión de la guía del PMBOK™ preparada por el PMI (Kerzner, 2002). Las 80 preguntas cubren el PMBOK y los principios básicos de la gestión de proyectos. Hay cinco respuestas para cada pregunta (A, B, C, D y E) con única respuesta. Se evaluaron 8 categorías basadas en el PMBOK que son: alcance/gestión de la integración, tiempo, costos, recursos humanos, adquisiciones, calidad, riesgos y comunicación (Kerzner, 2002).



La calificación es de 0 para las respuestas incorrectas y 10 para las correctas de acuerdo con lo propuesto por Kerzner (2002), si la puntuación sumada es 60 o más puntos para cada una de las ocho categorías, entonces la organización tiene un conocimiento razonable de los principios básicos de la gestión de proyectos. Si la puntuación es de 60 o más en todas menos una o dos de las categorías, la organización posee todo el conocimiento que necesita de los principios básicos de gestión de proyectos. Si el puntaje es menor a 60 en cualquier categoría, existe una deficiencia. Para puntajes de menos de 30 en cualquier categoría, parecen necesarios programas rigurosos de capacitación sobre principios básicos, la organización parece altamente inmadura en la gestión de proyectos (Kerzner, 2002). Este análisis fue realizado con base al diagnóstico previo de los puntos anteriores, su experiencia y formación en gerencia de proyectos.

Resultados del estudio

La toma de información de campo se realizó los días 15 y 22 de febrero de 2019, en las instalaciones de la empresa, encuestándose los 25 empleados, obteniéndose los siguientes resultados para cada una de las mediciones realizadas.

Prácticas de gestión del portafolio de proyectos

Se encontró acuerdo en el 100% de los entrevistados, en que en la empresa no existe una definición de portafolio de proyectos, solo tienen el concepto de proyectos que se gestionan de manera independiente y cuya información se registra a través de los ingenieros encargados de liderarlos. Se realizan proyectos en el sector de recreación, educación, salud y vivienda. El Jefe Funcional consolida la información dada por los líderes de proyectos y la presenta al Director y a la Junta Directiva.

En cuanto a la gestión de riesgos, no se tiene evidencia de la existencia de una metodología para la identificación, análisis y monitoreo de riesgos, por lo tanto, la gestión que se realiza en la ejecución de proyectos es mínima. En ocasiones los directores de proyecto realizan reuniones con los interesados y equipo del proyecto para realizar la identificación de los riesgos de cada uno de los proyectos que tienen a su cargo, pero una vez que se identifican no se realiza ninguna gestión ni proceso adicional. La organización es consciente de la existencia de los riesgos

y para cubrirse destina un porcentaje a imprevistos. El porcentaje de imprevistos es a criterio del profesional encargado o del Gerente General. Los riesgos se determinan por cada proyecto de manera informal y no están asociados al portafolio de proyectos. Algunos ejemplos de riesgos afectan el cumplimiento en la construcción de las obras.

Se encontró acuerdo en el 100% de los entrevistados en que los proyectos que serán desarrollados por Instelmec los determina el Gerente General quien realiza la consecución de estos a través de sus conexiones. Lo que se observó con el resultado de las encuestas es que el Gerente General es quien lidera la empresa y toma de decisiones en la realización de un proyecto. El Gerente General es el único que se encuentra empoderado para cambiar el estado de un proyecto que esté en fase de ejecución. Los cambios que se realizan a los proyectos se documentan en un formato de control de cambios que se tiene elaborado para este fin. Cuando se realiza un cambio se da la información al director de proyecto. Los criterios para cancelar o suspender un proyecto que ya está siendo desarrollado, incluyen las demoras o la no aprobación de las licencias ambientales requeridas para su construcción. Otro factor es el sobrecosto dado que estos se ejecutan a todo costo. Se realiza el análisis financiero y si este no es llamativo el proyecto se suspende o cancela. El criterio para determinar si un proyecto es rentable o no está en cabeza del Gerente General. El porcentaje de utilidad en los proyectos es información confidencial de la empresa.

En cuanto a la definición de recursos sí hay discrepancia en los resultados de la entrevista puesto que cada persona da un concepto diferente arrojando esto que los jefes de área, el gerente comercial o el Gerente General son los que realizan esta asignación. Para el caso de disponibilidad de personal para los proyectos, las respuestas arrojaron que la empresa no cuenta con un software o herramienta de apoyo para llevar el control de la ocupación del personal. Por lo tanto, este control se lleva de manera empírica a criterio del jefe. Las personas que laboran en los proyectos no tienen dedicación exclusiva, trabajando de forma paralela en otros proyectos. En cuanto a cultura organizacional asociada a la gestión del portafolio de proyectos, las personas entrevistadas manifestaron que en la empresa se incentiva una cultura de participación en las reuniones, donde las personas tienen libertad de decir el estado real

de los proyectos sin miedo a ser atacadas negativamente. Se encontró un 100% de coincidencia en que el principal problema que enfrenta la gestión del portafolio de proyectos es la falta de continuidad del personal y la concentración de la mayoría de las decisiones en el Gerente General.

Valoración de la cultura y efectividad de los proyectos

Los resultados de la encuesta de cultura organizacional y efectividad en el ámbito de los proyectos fueron tomados por las respuestas dadas por 25 empleados y se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Resultados de la encuesta de cultura organizacional en el ámbito de proyectos

Variable	Puntaje
Alineación estratégica de proyectos	7.23
Entendimiento del ámbito de los proyectos	7.54
Adopción de prácticas de gestión de proyectos	7.12
Valoración del conocimiento asociado a los proyectos	7.16
Cohesión entre los stakeholders	7.01
Empoderamiento	7.32
Consideración de los stakeholders	7.31
Adaptación para la solución de problemas	7.14
Puntaje final Cultura	7.23

Todos los resultados de los indicadores de cultura organizacional se encuentran por encima de 7 puntos estando cada uno muy cercano al otro en un rango entre 1 y 10. Esto muestra que la percepción de los empleados con respecto a las características de la cultura organizacional es similar y que hay posibilidades de mejora en todos los aspectos culturales evaluados.

Al observar los resultados de las respuestas de los encuestados en la Figura 1, se ve una percepción más desfavorable en los componentes que corresponden a cohesión entre los stakeholders, específicamente en la característica de cultura relacionada con la existencia de una perspectiva común entre diferentes áreas para el desarrollo de los proyectos, de acuerdo a Ariza (2017a). Este puede ser un aspecto importante para promover la oficina de proyectos. Los resultados para los indicadores de efectividad en el ámbito de los proyectos se muestran en la Figura 2 y en la Tabla 2.



Figura 1: Resultados en cultura organizacional

Tabla 2: Resultados encuesta efectividad en el ámbito de proyectos

Variable	Puntaje
1. Cumplimiento de expectativas	7.76
2. Satisfacción del equipo de proyecto	7.28
3. Logro de compromisos	7.28
Puntaje final Efectividad	7.44

Sin dejar de lado los resultados de la percepción que tienen los empleados de la efectividad de los proyectos en Instelmec (Figura 2), se observa una mejor percepción en los componentes de cumplimiento de expectativas, como en un análisis de variables y su correlación se podrá aplicar modelos que relacionan directamente estos dos aspectos como un factor determinante para el éxito de proyectos y por tanto información valiosa en el momento de decidir cuál oficina de proyectos es la más adecuada, la dirección que debería tomar y la estrategia que puede adaptar para el camino de fortalecer la organización en la vía de estandarización de metodologías en proyectos.

La similitud de las valoraciones tanto en las categorías culturales como en los indicadores de efectividad, hacen pensar que se presentó un posible sesgo relacionado con el deseo de obtener aprobación social por parte de la persona que realiza la valoración (Podsakoff *et al.*, 2003). Se trató de disminuir la presentación de este posible sesgo, indicándole a los participantes que su información era confidencial y que solo serían públicos los resultados estadísticos, los cuales serían utilizados exclusivamente para fines académicos. Adicionalmente, teniendo en cuenta que los valores descriptivos de la media y mediana

son muy cercanos, se puede concluir que la distribución normal es simétrica.



Figura 2: Resultados de efectividad

Prácticas de gestión de los proyectos

Considerando que la empresa en estudio no cuenta con un sistema de gestión de proyectos implementado, se realizó una encuesta en las instalaciones de la empresa el día 15 de febrero de 2019, para identificar las prácticas que la empresa utiliza para la gestión de dos proyectos, los cuales se encuentran en fase de ejecución. De las auditorías se analizaron los resultados por cada área de conocimiento del PMI, los cuales se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3: Resultados prácticas de gestión de proyectos

Área de conocimiento	Desempeño, %
Alcance	50
Stakeholders	67
Tiempo	0
Costo	0
Recursos humanos	67
Comunicaciones	0
Calidad	0
Riesgos	0
Adquisiciones y contratación	33
Cambio	33

En la Figura 3 se presentan los resultados por grupos de procesos de la encuesta realizada.

Con base a estos resultados se determina que la compañía se preocupa al comienzo de los proyectos de realizar las adquisiciones de recursos y contratación de personal que se

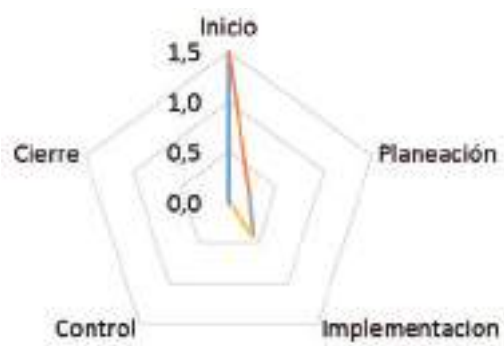


Figura 3: Vista por grupo de procesos en Instelmec

requiera, sin embargo, no verifica la experiencia del personal contratado ni realiza seguimiento al cumplimiento de los compromisos que los contratistas adquieren. En cuanto a la gestión de stakeholders la empresa escucha y toma nota de los requerimientos de los clientes particularmente y define los objetivos con base en las necesidades de estos. Pero no cuantifica el trabajo necesario para cumplir con los objetivos ni define los entregables del proyecto. No existe ninguna práctica que le permita a la empresa definir y hacer seguimiento a las medidas de calidad, por lo cual no existe ninguna metodología que permita asegurar la aceptación de los entregables por parte del cliente. Los cambios que se presentan en los proyectos con frecuencia son aprobados, considerando que no existe un mecanismo que le permita a Instelmec analizar y tomar decisiones para aceptar o negar un cambio solicitado por el cliente. No existe un plan de comunicaciones que permita a la compañía mantener información actualizada del estado del proyecto y por consiguiente no es posible generar registros de lecciones aprendidas ni reportes que permitan realizar presentaciones a los clientes. No se generan cronogramas aprobados por el cliente, por lo tanto, no es posible reportar actividades de avances y detectar desviaciones que permitan generar alertas para tomar acciones correctivas. Se asignan roles y se generan responsabilidades en el equipo de proyectos, sin embargo, no se monitorea el desempeño del equipo de proyectos a lo largo de la ejecución de estos.

Instelmec no relaciona los riesgos asociados a los proyectos y por tanto no realiza ninguna gestión asociada a mitigaciones. Los resultados obtenidos de prácticas de gestión de proyectos para cada área de conocimiento muestran que Instelmec tiene un valor bajo de cumplimiento notándose la carencia de una metodología de gerencia de proyectos. La gestión de stakeholders y recursos humanos



son los que mejor resultados obtuvieron en la empresa con un 67% y la de menor puntuación fue la gestión de la calidad, comunicaciones, costos y tiempo con un valor de 0%, haciendo imprescindible y necesario la centralización de la gestión de los proyectos a través de un área que sea responsable del seguimiento a las prácticas de gestión de proyectos y su mejora continua.

Encuesta de madurez

Se realizó la evaluación de madurez de nivel 1 de Kerzner (2002) obteniendo el resultado por cada pregunta, donde al tener la respuesta de acuerdo con la calificación asignada por Kerzner, se le asignaba 10 y si la respuesta no estaba de acuerdo se le asignaba 0 (Tabla 4). Este instrumento de evaluación se puede utilizar para medir el conocimiento de una persona o el conocimiento de una organización (Kerzner, 2002).

Tabla 4: Resultado puntos por categoría

Categorías	Total
Alcance/Gestión de la integración	50
Gestión del tiempo	20
Manejo de costos	10
Gestión de recursos humanos	30
Dirección de procuración	30
Gestión de la calidad	40
Gestión de riesgos	30
Gestión de la comunicación	50
Puntaje total	260

La evaluación de nivel 1 de la empresa dio como resultado 260 puntos, las categorías de alcance/gestión de integración y gestión de comunicación son las categorías con mayor puntuación, sin embargo, no superaron los 60 puntos, en la categoría de manejo de costos se tuvo la menor calificación, por lo que se recomienda hacer un refuerzo importante en todas las categorías de gestión de proyectos, especialmente fortalecer ámbitos de comunicación entre los stakeholders.

Propuesta de diseño de la OGP

Para la compañía Instelmec se diseñó una oficina de proyectos básica cuyo procedimiento contempló la elaboración de su misión, visión, objetivos estratégicos, roles, funciones y responsabilidades y organigrama con la ubicación en la compañía. El periodo propuesto para la implementación de la OGP fue de un año y tendrá a cargo

las siguientes actividades:

- Entrenar el equipo de trabajo que conforma la OGP para fortalecer su conocimiento y que sea aplicado en la ejecución de la labor.
- Difundir el plan de comunicaciones y realizar una campaña de publicidad en la que se socialice a todos los empleados de la compañía, la implementación de la OGP y los beneficios que esta conllevará a la organización.
- Conformar y listar las personas que conforman los equipos de trabajo para los proyectos.
- Desarrollar sesiones de trabajo con los equipos de proyecto para darles a conocer la metodología de gestión de proyectos que debe ser aplicada en la ejecución de estos.
- Definir las personas que conformaran los equipos de trabajo de los nuevos proyectos que la empresa realice.
- Realizar auditorías a los proyectos para verificar la aplicabilidad de la metodología de proyectos, levantando las acciones de mejora o no conformidades buscando siempre la mejora continua (Montes *et al.*, 2018).
- Desarrollar nuevas capacitaciones y reentrenamientos a las personas o equipos de proyecto que lo requieran, con el fin de incrementar su *know how* para que sea empleado en los proyectos.
- Monitorear y gestionar los riesgos de los proyectos con el fin de mitigarlos para que en lo posible no lleguen a su materialización.
- Llevar un control sobre los proyectos actuales y listar los nuevos proyectos para realizar el seguimiento.
- Asesorar a los gerentes de proyecto en la toma de decisiones cuando sea requerido.
- Monitorear y controlar los cambios que surjan en la ejecución de los proyectos.
- Comunicar las nuevas normas y ajustes a las metodologías que se lleguen a dar para la gestión de los proyectos.
- Seguimiento continuo a la ejecución de los proyectos y apoyo en la estructuración de nuevos proyectos.

Conclusiones

Se realizó una investigación del tipo mixto dado que tuvo un enfoque tanto cualitativo como cuantitativo. Para la toma de información se realizaron encuestas a 25 empleados, entrevistas a 3 colaboradores que trabajan en proyectos, auditorías a 2 proyectos, cuyo objetivo determinó el conocimiento y nivel de gestión de proyectos que existe en la empresa y a partir del análisis de los resultados proponer una Oficina de Gestión de Proyectos OGP apropiada para la organización. La respuesta a la pregunta ¿cómo se puede implementar una unidad organizacional que centralice la gestión de proyectos en la organización Instelmec?, se tiene que, bajo el resultado arrojado de las entrevistas y las encuestas, es necesario centralizar la gestión de proyectos a través de una OGP básica, compuesta por un Gerente, un ingeniero y un apoyo, que podrá ir incrementando su personal dependiendo del tamaño y la cantidad de los proyectos. Para cumplir el objetivo de diseñar una OGP, el trabajo de investigación propone la implementación de una OGP cuyo objetivo es gestionar los proyectos a través de una metodología difundida a todos los interesados bajo un plan de comunicaciones. Al personal se capacitará y entrenará para la ejecución de los proyectos.

En cuanto al diagnóstico de prácticas de gestión de proyectos en la organización, el resultado del estudio arrojó que los proyectos actualmente son ejecutados empíricamente con base a la experiencia obtenida por los gerentes de proyectos, es decir, la empresa no cuenta con una metodología de proyectos. Para el desarrollo de una estructura organizacional y de la OGP apropiada para la organización, del análisis de resultados se encontró que la empresa está categorizada en nivel 1 de madurez y por lo tanto se estructuró la implementación de una OGP básica. Para el desarrollo del plan de implementación de la OGP se contempló una serie de actividades en las cuales se destaca la elaboración de una metodología, un plan de capacitaciones y de comunicaciones, con el fin que la organización cuente con una oficina que estructure, soporte y apoye en la ejecución de los proyectos.

Se propone como próximas investigaciones elaborar una metodología híbrida de proyectos que aplique a este tipo de empresas pequeñas utilizando como base los diferentes estándares tradicionales como las metodologías ágiles, lo cual sería de gran funcionalidad dado que ninguna metodología es completa y se podrían utilizar las buenas

prácticas de cada una y elaborar una metodología que aplique a la gestión de proyectos de acuerdo con las especialidades de las empresas. También se propone estudiar el efecto de la OGP en la producción anual de la empresa.

Agradecimientos

Se agradece a la Dra. Dora Alba Ariza Aguilera por compartir su tiempo, brindar sus conocimientos y asesoría durante toda esta investigación. A la empresa Instelmec SAS por permitir visitar sus instalaciones, facilitar el tiempo y brindar la información requerida para realizar este trabajo de investigación.

Referencias

- Ariza, D.A. (2017a). *Construcción de un modelo de cultura organizacional en el ámbito de los proyectos y aplicación al sector de tecnología de la información en Colombia*. Tesis doctoral, Universidad EAN, Bogotá, Colombia
- Ariza, D.A. (2017b). Efectividad de la gestión de los proyectos: una perspectiva constructivista. *Obras y Proyectos* 22, 75-85
- Gray, C.F. y Larson, E.W. (2009). *Administración de proyectos*. Mc Graw Hill, Mexico D.F.
- Hill, G.M. (2008). *The complete project management office handbook*. Auerbach Publications- Taylor & Francis Group.
- Jiménez, J.F., León, D.A., Mahecha, J.S., Manco, J.M. and Pita, M.G. (2019). Diseño y plan de implementación para el montaje de una Oficina de Gestión de Proyectos (OGP) en MYV Consultores Asociados SA. *Obras y Proyectos* 26, 51-64
- Kerzner, H. (2002). *Strategic planning for project management using a project management maturity model*. John Wiley y Sons, New York, USA
- Montes, F.J., Paredes, L., y Alarcón, A. (2018). *Cultura organizacional y grado de madurez en gestión de proyectos aplicación entidad sin ánimo de lucro en Bogotá "Corporación Fomentar Desarrollo"*. Trabajo de título, Universidad Católica de Colombia
- PMI (2017). *Guía de los fundamentos para la dirección de proyectos (Guía del PMBOK)*. Project Management Institute, Inc. Pennsylvania, USA
- Podsakoff, P.M., MacKenzie, S.B., Lee, J.Y. and Podsakoff, N.P. (2003). Common method biases in behavioral research: A critical review of the literature and recommended remedies. *Journal of Applied Psychology* 88(5), 879-903



Diagnóstico estructural de un edificio de hormigón armado basado en su perfil bio-sísmico y un análisis dinámico incremental

Structural diagnosis of a RC building based on its bio-seismic profile and an incremental dynamic analysis

Fecha de entrega: 24 de septiembre 2019

Fecha de aceptación: 19 de marzo 2020

Juan J. Olivera-López y Claudio A. Oyarzo-Vera

Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Casilla 297, Concepción, Chile, jolivera@magister.ucsc.cl, coyarzov@ucsc.cl

En este estudio se presenta la evaluación global de la salud estructural de un edificio habitacional de 14 pisos de altura, potencialmente vulnerable a sufrir daños significativos debido a terremotos y tsunamis. Este edificio fue construido en el año 2013 y está ubicado en la zona costera de Concepción (Chile), en el área afectada por el terremoto $M_w = 8.8$ del Maule 2010. La evaluación estructural se realizó combinando ensayos destructivos (extracción y ensayo de testigos) y no-destructivos (esclerómetro). Utilizando la información obtenida experimentalmente se generó un modelo numérico lineal del edificio, el cual fue utilizado para evaluar la salud global del edificio mediante una metodología llamada perfil bio-sísmico y un análisis dinámico incremental. Los resultados de este estudio demuestran que el edificio presentaría un buen desempeño frente a eventos sísmicos de gran envergadura, pero sería susceptible a presentar daño producto de los desplazamientos que experimentaría, ya que estos superan el rango de desplazamiento permitido por las juntas de expansión sísmica.

Palabras clave: perfil bio-sísmico, análisis dinámico incremental, evaluación estructural

This study presents a global structural health assessment of a 14-story high residential building, potentially vulnerable to damage due to earthquakes and tsunamis. This building was built in 2013 and is located in the coastal area of Concepción (Chile), the same area affected by the $M_w = 8.8$ earthquake in Maule 2010. The structural assessment was carried out by combining destructive tests (cores' extraction and test) and non-destructive tests (sclerometer). Using the information obtained experimentally, a linear numerical model of the building was generated, which was used to assess the overall health of the building using a methodology called bio-seismic profile and an incremental dynamic analysis. The results of this study demonstrate that the building would perform well during seismic events, but it would be susceptible to damage due to the displacements, since these exceed the range allowed by seismic expansion joints.

Keywords: bio-seismic profile, incremental dynamic analysis, structural assessment

Introducción

El fácil acceso a software de análisis estructural que se utiliza en el diseño de edificios, ha permitido la creación de diseños cada vez más audaces y complejos, lo que muchas veces dificulta prever de manera intuitiva su comportamiento ante solicitaciones sísmicas extremas. Esto hace que sea muy difícil identificar de manera temprana potenciales debilidades en el diseño. Además, muy pocas veces se implementan planes de monitoreo estructural que permitan contrastar el comportamiento real de la estructura con aquel estimado por las modelaciones

numéricas (Ventura y Horyna, 1997; Peeters y Ventura, 2003; Wilson *et al.*, 2008). Estas diferencias se originan, por lo general, debido a la incertidumbre que existe respecto a las propiedades mecánicas de los materiales, como por ejemplo la densidad, módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y módulo de corte del hormigón. Usualmente, los valores de las propiedades mecánicas utilizadas para el análisis y diseño provienen de análisis estadísticos, y entregan a lo sumo una buena aproximación del valor real. Sin embargo, estos valores pueden variar significativamente si no se tiene un buen control de calidad de los materiales durante la construcción de la obra. Otra fuente de estas

diferencias dice relación con las condiciones de apoyo que proporciona el suelo de fundación, el comportamiento de las uniones entre los diferentes elementos y el efecto de los elementos no estructurales, todos ellos muy lejos de cumplir las condiciones ideales usualmente consideradas en la modelación.

En la actualidad, existen diversos métodos que permiten caracterizar el comportamiento de una estructura, algunos de naturaleza destructiva y otros menos invasivos. Dentro de los métodos destructivos se encuentran, por ejemplo, la extracción de testigos para la realización de ensayos de compresión, pero por lo general la cantidad de muestras que se pueden tomar de una estructura es limitada y sólo representativa de puntos y elementos específicos. Por otro lado, dentro de las técnicas no destructivas, se encuentran aquellas basadas en métodos indirectos, tales como los ensayos de esclerometría, que permiten determinar la resistencia del hormigón, y otros asociados a pruebas de vibraciones, como por ejemplo, el análisis modal, que da pistas respecto al comportamiento global de la estructura.

Los parámetros obtenidos mediante los métodos mencionados anteriormente sirven para ajustar los modelos numéricos utilizados durante la etapa de diseño, de manera que estos reflejen de mejor manera el comportamiento real de la estructura y en base a estos se puedan hacer mejores estimaciones de su comportamiento futuro.

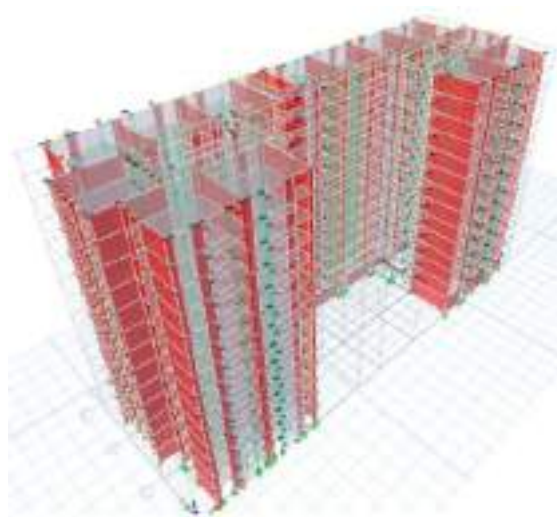
El estudio que aquí se presenta tiene como objetivo diagnosticar la salud estructural de un edificio residencial de hormigón armado. Esta evaluación combina el uso limitado de extracción y ensayo de testigos con ensayos no destructivos tales como pruebas de resistencia de hormigón mediante el uso del esclerómetro. Esto con el fin de ajustar un modelo numérico de la estructura, y así poder evaluar la salud global del edificio en base a una metodología conocida como perfil bio-sísmico (Guendelman *et al.*, 1997) y un análisis dinámico incremental IDA (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

Descripción de la estructura y modelo numérico

La estructura en estudio corresponde a un edificio residencial de 14 pisos construido en el año 2013 en la zona costera del Gran Concepción, Chile (Figura 1). Por motivos de acuerdos de confidencialidad con los residentes del

edificio no se pueden proporcionar más datos o imágenes que permitan identificar esta construcción. El edificio está estructurado con marcos y muros de hormigón armado de 15, 20 y 25 cm de espesor. Las losas del edificio son de hormigón armado de 15 cm de espesor, lo que provee diafragmas rígidos que distribuyen las solicitaciones sísmicas a los elementos verticales. El edificio está dividido en cuatro módulos (A, B, C y D) separados por juntas de expansión sísmicas de 2.5 cm rellenas con poliestireno expandido (designadas como JD en la figura). El hormigón considerado para el diseño del edificio es de calidad G-25, es decir, $f_c = 25$ MPa (NCh170, 2016).

a)



b)

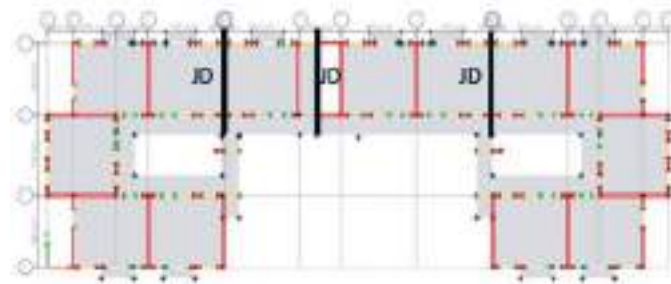


Figura 1: a) Vista 3D y b) vista en planta del edificio

Determinación experimental de las propiedades del hormigón

Con el fin de verificar si el hormigón utilizado en la construcción del edificio cumple con las especificaciones de diseño, se realizaron mediciones de su resistencia utilizando un esclerómetro. El esclerómetro, también conocido como Martillo Schmidt, es un dispositivo de prueba que permite determinar la resistencia del hormigón

a través de mediciones de su dureza superficial, como se muestra en la Figura 2a (NCh1565, 2009). La adquisición de datos se realizó en 260 diferentes puntos de la losa en diferentes pisos del edificio (260 ensayos). En cada punto se realizaron 12 mediciones (ASTMC805, 2018) a fin de obtener un valor promedio de la dureza del hormigón (Figura 2b), descartando un máximo de dos mediciones cuando se alejan de la media ($CoV > 10\%$).

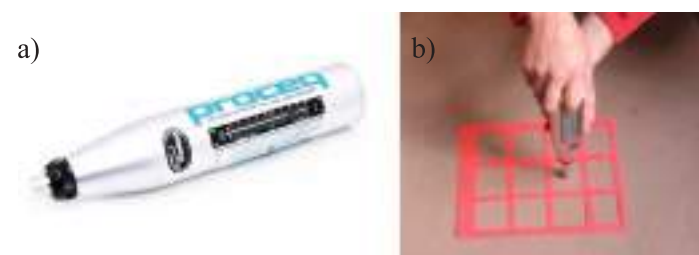


Figura 2: a) Martillo esclerométrico y b) proceso de adquisición de datos

En forma complementaria, se extrajeron dos testigos de hormigón (Figura 3) siguiendo el procedimiento especificado en la norma chilena NCh1171 (2012). Estos testigos fueron sometidos a ensayos de compresión para obtener la resistencia característica del hormigón (f_c) según el procedimiento estipulado en la norma chilena NCh1037 (2009). Con los resultados obtenidos del ensayo con esclerómetro y los ensayos de compresión del hormigón se obtuvo la clasificación del hormigón de cada piso según su resistencia tal como se muestra en la Tabla 1.



Figura 3: Ensayo de testigo de hormigón extraído del edificio en estudio

Los resultados de la Tabla 1 muestran que el módulo del edificio que presenta mayor variabilidad de la calidad del hormigón es el Módulo C, con valores de resistencia que

están incluso por debajo de lo especificado en el diseño (G-25), registrándose calidades tan bajas como $f_c = 10$ MPa en el piso 13.

Tabla 1: Clasificación del hormigón (f_c) por piso según su resistencia en MPa

Piso	Torre A	Torre B	Torre C	Torre D
2	G-25	G-25	G-17	G-25
3	G-20	G-25	G-17	G-20
4	G-25	G-25	G-25	G-25
5	G-30	G-25	G-17	G-25
6	G-25	G-25	G-20	G-20
7	G-25	G-25	G-25	G-25
8	G-25	G-25	G-20	G-20
9	G-20	G-10	G-17	G-25
10	G-25	G-17	G-25	G-20
11	G-25	G-25	G-25	G-25
12	G-20	G-10	G-20	G-17
13	G-10	G-20	G-10	G-20
14	G-17	G-10	G-17	G-25

Modelos numéricos

Inicialmente, el edificio fue representado mediante modelos numéricos desarrollados en el programa ETABS (2015). Los elementos vigas y columnas que en conjunto forman los marcos de hormigón, fueron modelados como elementos tipo *frame*, mientras que las losas y muros fueron modelados como elementos tipo *shell*. Se elaboró un primer conjunto de modelos numéricos considerando las propiedades mecánicas declaradas en la memoria de cálculo del proyecto. Los cuatro módulos fueron analizados independientemente, considerando la separación de 2.5 cm que existe entre ellos en toda su altura y desde sus fundaciones. Algunos resultados de los análisis son mostrados en la Figura 4 en la que se observa que el primer modo en los cuatro módulos corresponde al que activa el movimiento transversal del edificio. Por otra parte, las Tablas 2 a 5 muestran las frecuencias y participación modal de los 6 primeros modos de los cuatro módulos del edificio en estudio.

Sin perjuicio de lo anterior, también se elaboró un segundo modelo considerando una conexión entre los módulos, en caso de que la interfaz sísmica no haya logrado ser efectiva y exista una respuesta acoplada de todo el conjunto. El resultado de este segundo análisis se muestra en la Tabla 6.

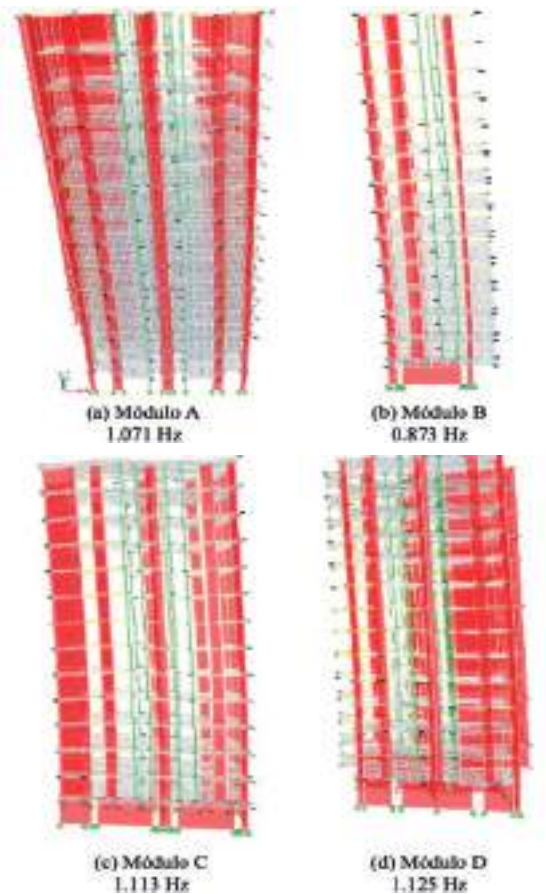


Figura 4: Deformada y frecuencias para el primer modo de: a) Módulo A, b) Módulo B, c) Módulo C y d) Módulo D

Tabla 2: Frecuencias y masa traslacional equivalente del Módulo A

Modo	Frecuencia, Hz	% modal UX	% modal UY
1	1.072	68.39	0.00
2	1.905	0.00	33.44
3	2.232	0.00	35.51
4	6.329	18.60	0.06
5	8.000	0.37	3.41
6	9.174	0.00	15.67

Tabla 3: Frecuencias y masa traslacional equivalente del Módulo B

Modo	Frecuencia, Hz	% modal UX	% modal UY
1	0.873	62.69	0.13
2	1.603	0.59	46.37
3	2.653	0.33	18.62
4	4.444	19.73	0.03
5	8.475	0.02	15.03
6	10.101	5.73	0.45

Tabla 4: Frecuencias y masa traslacional equivalente del Módulo C

Modo	Frecuencia, Hz	% modal UX	% modal UY
1	1.112	63.16	0.00
2	2.169	0.02	64.73
3	2.639	0.53	1.68
4	5.714	19.77	0.00
5	10.101	0.00	21.70
6	11.494	0.00	0.02

Tabla 5: Frecuencias y masa traslacional equivalente del Módulo D

Modo	Frecuencia, Hz	% modal UX	% modal UY
1	1.125	67.20	0.00
2	1.949	0.00	40.37
3	2.268	0.00	29.04
4	6.579	18.55	0.09
5	8.065	0.15	6.16
6	9.346	0.01	12.94

Tabla 6: Frecuencias y masa traslacional equivalente del edificio, con módulos unidos rígidamente

Modo	Frecuencia, Hz	% modal UX	% modal UY
1	1.230	67.01	0.00
2	2.108	0.01	68.13
3	2.207	0.06	0.05
4	6.542	18.69	0.00
5	8.468	0.08	0.27
6	9.123	0.00	19.68

Finalmente, se elaboró un modelo numérico utilizando las propiedades del hormigón determinadas experimentalmente, observándose diferencias poco significativas en las frecuencias naturales y formas modales del sistema, tal como se evidencia en la Figura 5 y Tablas 7 a 10.

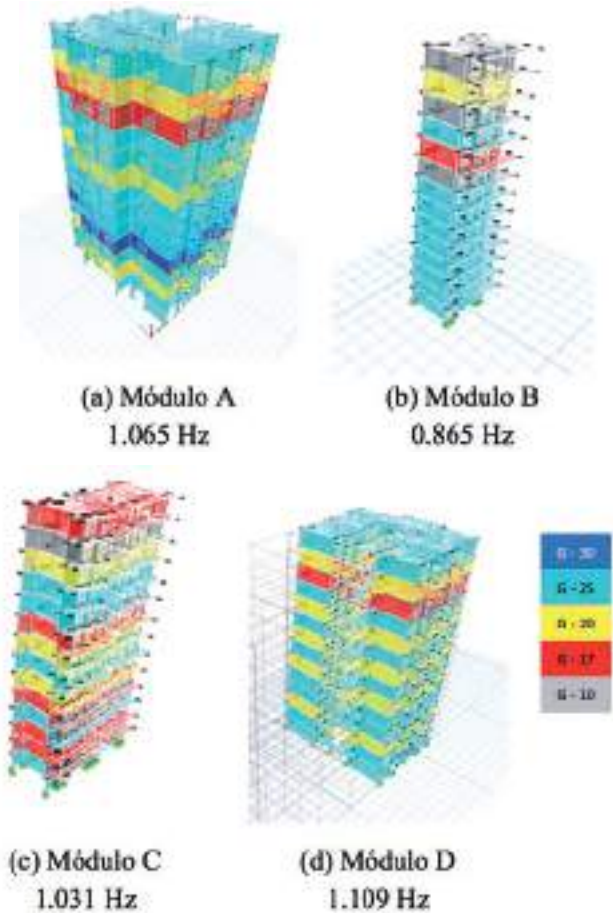


Figura 5: Formas y frecuencias del primer modo de vibrar del edificio considerando las propiedades experimentales del hormigón: a) Módulo A, b) Módulo B, c) Módulo C y d) Módulo D



Tabla 9: Frecuencias y masa traslacional equivalente del Módulo C actualizado

Modo	Frecuencia (Hz)	% modal UX	% modal UY
1	1.031	63.29	0.00
2	2.025	0.03	64.74
3	2.459	0.51	1.55
4	5.350	19.66	0.00
5	9.473	0.00	21.54
6	10.799	0.01	0.04

Tabla 10: Frecuencias y masa traslacional equivalente del Módulo D actualizado

Modo	Frecuencia (Hz)	% modal UX	% modal UY
1	1.109	67.06	0.00
2	1.960	0.00	38.90
3	2.218	0.00	30.07
4	6.422	18.47	0.09
5	7.840	0.15	5.94
6	9.100	0.01	13.21

Estudios previos (Olivera, 2016; Cáceres, 2017; Olivera *et al.*, 2017), lograron verificar una similitud aceptable entre la respuesta modal estimada por este modelo numérico y la respuesta real de la estructura medida mediante métodos de análisis modal operacional, especialmente en la dirección transversal sobre la cual actúan prevalentemente las cargas de viento que excitan las estructuras bajo condiciones normales de operación.

Perfil bio-sísmico

El perfil bio-sísmico es una técnica propuesta por Guendelman *et al.* (1997) que, mediante la evaluación de una serie de indicadores, permite detectar, en forma estimativa, posibles deficiencias en el sistema resistente de un edificio, e implementar tempranamente eventuales correcciones que mejoren su desempeño esperado, sin necesidad de elaborar modelos no-lineales de mayor complejidad y costo computacional. Para aplicar esta metodología se evalúan una serie de parámetros asociados a la rigidez, acoplamiento de modos, redundancia y ductilidad de la estructura. En este estudio estos parámetros se obtuvieron con un análisis espectral considerando un suelo Tipo C de acuerdo con lo establecido en la norma NCh433 (1996) y el DS61 (2011).

Aún cuando, los autores del método proponen la evaluación de 13 indicadores, en este estudio se consideraron solo 6, pues se estimó que ellos detectan de manera suficiente los diversos problemas de estructuración que se pesquisen en

este trabajo. Los indicadores elegidos son: i) razón entre la altura total y periodo traslacional, ii) deriva de pisos en centros de gravedad, iii) desplazamiento total de techo, iv) deriva en puntos extremos, v) razón entre el periodo rotacional y periodo traslacional, vi) número de elementos sismorresistente relevantes y vii) factor de reducción espectral efectivo.

Parámetro 1: Razón entre la altura total y el periodo traslacional

Este indicador entrega información sobre la rigidez del edificio. Relaciona la altura total del edificio con el primer modo traslacional de ambas direcciones. Valores de este indicador entre 20 - 40 m/s identifican a edificios flexibles, entre 40 - 70 m/s los de rigidez normal y sobre 70 hasta 150 m/s a los edificios rígidos. Los resultados de la Tabla 11 muestran que los módulos A y D tienen un indicador que clasifica el edificio como flexible en la dirección longitudinal (dir. X) y rígida en la dirección transversal (dir. Y), mientras que los módulos B y C son clasificados como flexible en la dirección longitudinal (dir. X) y normales en la dirección transversal (dir. Y).

Tabla 11: Evaluación del Parámetro 1

	Periodo X, s	Periodo Y, s	Altura, m	(H/T) _X , m/s	(H/T) _Y , m/s
Módulo A	0.939	0.453	34.11	36.3 Flexible	75.3 Rígido
Módulo B	1.156	0.630	34.11	29.5 Flexible	54.14 Normal
Módulo C	0.970	0.494	34.11	35.16 Flexible	69.05 Normal
Módulo D	0.939	0.453	34.11	36.3 Flexible	75.3 Rígido

Parámetro 2: Deriva de entrepiso en centros de gravedad

Este indicador mide la rigidez traslacional del edificio. La norma NCh433 (1996) limita los desplazamientos relativos entre dos pisos consecutivos (deriva de piso) medidos en el centro de gravedad de estos a un 2‰ de la altura de entrepiso (h). Se sugiere que este indicador no esté por debajo del 0.2‰ de la altura de entrepiso (Guendelman *et al.*, 1997). Los resultados del análisis para este parámetro se muestran en la Tabla 12. Estos indican que en la dirección longitudinal del edificio (dir. X) se generan mayores desplazamientos que en la dirección transversal (dir. Y),

lo que coincide con lo observado en el Parámetro 1. En el Módulo B y C, este indicador supera el 2‰ de la altura de entrepiso prescrito como límite por la norma.

Tabla 12: Evaluación del Parámetro 2

	Max deriva dir. X, ‰	Max deriva dir. Y, ‰
Módulo A	0.9	0.5
Módulo B	2.5	1.5
Módulo C	3.7	1.1
Módulo D	0.9	0.5

Parámetro 3: Desplazamiento total de techo

Este indicador, al igual que los dos anteriores, está relacionado con la rigidez traslacional del edificio. Este parámetro no está explícitamente limitado en la NCh433 (1996). Sin embargo, su valor se restringe de forma indirecta a partir de los desplazamientos de la deriva acumulada a lo largo de los pisos del edificio. Para edificios flexibles se esperan desplazamientos del nivel superior entre un 1 – 2‰ de la altura total, mientras que, para edificios rígidos, los desplazamientos del nivel superior esperables oscilan entre un 0.2 – 0.5‰ de la altura total (Guendelman *et al.*, 1997). La Tabla 13 muestra que el Módulo C se encuentra fuera del rango “normal”, mientras que los demás módulos se encuentran dentro del rango llamado “normal”.

Tabla 13: Evaluación del parámetro 3

	Max desplazamiento total dir. X, ‰	Max desplazamiento total dir. Y, ‰
Módulo A	0.7	0.4
Módulo B	1.8	1.1
Módulo C	2.7	0.8
Módulo D	0.7	0.4

Parámetro 4: Deriva de entrepiso en puntos extremos

Este parámetro que estima el grado de rigidez rotacional del edificio está explícitamente definido en la NCh433 (1996), donde se indica que los desplazamientos adicionales en cualquier punto de la planta, generados por efecto de traslación y rotación de los diafragmas de piso, no deben superar en más de un 1‰ el desplazamiento de entrepiso medido en los centros de masa de ese nivel. La Tabla 14 muestra los resultados para cada uno de los módulos. En todos los casos se observa que este parámetro no supera el 1‰, por lo que se podría esperar que el comportamiento torsional fuese poco significativo.

Tabla 14. Evaluación del parámetro 4

	Deriva en puntos extremos dir. X, ‰	Deriva en puntos extremos dir. Y, ‰
Módulo A	0.06	0.22
Módulo B	0.39	0.65
Módulo C	0.30	0.28
Módulo D	0.06	0.22

Parámetro 5: Razón entre el periodo rotacional y el periodo traslacional

Este indicador estima el grado de acoplamiento entre modos de vibrar traslacionales y rotacionales. En edificios adecuadamente estructurados se espera que la razón entre ambos periodos se aleje en al menos un 20% de la unidad. Los resultados mostrados en la Tabla 15 muestran que existe acoplamiento entre la torsión y la traslación en la dirección transversal (Dir. Y) para los Módulos A y D.

Tabla 15: Evaluación del parámetro 5

	Periodo traslacional X Tx, s	Periodo traslacional Y, Ty, s	Periodo rotacional Tr, s	Tr/Tx	Tr/Ty
Módulo A	0.939	0.453	0.453	0.48	1.00
Módulo B	1.156	0.63	0.381	0.33	0.60
Módulo C	0.97	0.494	0.407	0.42	0.82
Módulo D	0.939	0.453	0.453	0.48	1.00

Parámetro 6: Números de elementos sismorresistentes relevantes

Este indicador estima la capacidad que posee la estructura para traspasar los esfuerzos generados por un sismo a sus elementos resistentes en cada dirección. Se calcula sumando el número de elementos verticales, responsables de resistir acciones sísmicas en el nivel basal, tales como muros y columnas, en una dirección determinada. Se recomienda que el número de ejes resistentes sea siempre mayor a tres, para asegurar la redundancia estructural (Guendelman *et al.*, 1997). De forma similar se puede calcular la densidad de muros en cada dirección como la razón entre la sumatoria del área transversal de muros en una dirección determinada respecto al área total de la planta. Las Figuras 6 a 9 muestran las plantas típicas de cada uno de los módulos, donde se pueden identificar el número de elementos resistentes y calcular la densidad de muros en cada dirección. Los resultados de este cálculo se presentan en la Tabla 16.



Tabla 16: Evaluación del parámetro 6

	Superficie total de la planta, m ²	Cantidad de elementos en dir X	Cantidad de elementos en dir Y	Superficie de muros en dir. X, m ²	Superficie de muros en dir. Y, m ²	Densidad de muros en dir. X	Densidad de muros en dir. Y
Módulo A	294	4	3	9.92	6.09	0.034	0.021
Módulo B	78	2	2	1.71	1.94	0.022	0.025
Módulo C	125	2	3	4.11	2.90	0.033	0.023
Módulo D	294	4	3	9.92	6.09	0.034	0.021

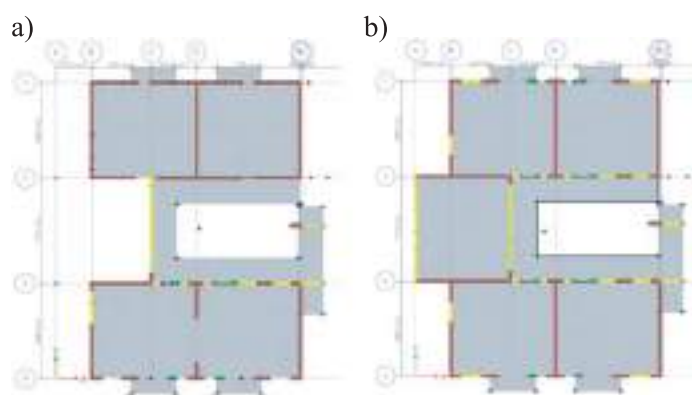


Figura 6: Plantas típicas. Módulo A, a) primer y b) segundo piso

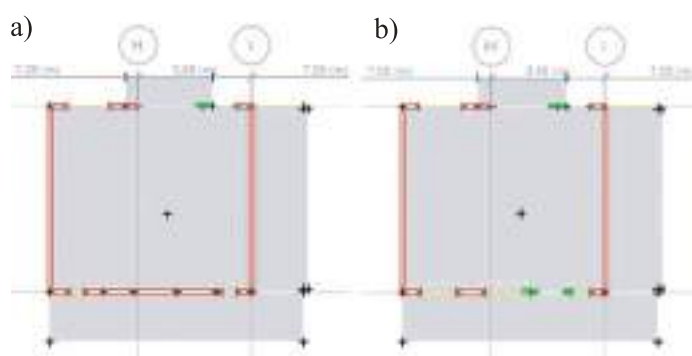


Figura 7: Plantas típicas. Módulo B, a) primer y b) segundo piso

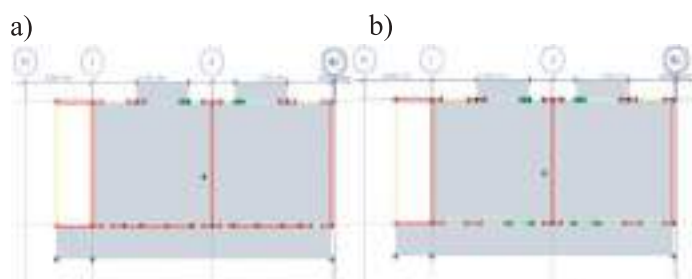


Figura 8: Plantas típicas. Módulo C, a) primer y b) segundo piso

Parámetro 7: Factor de reducción espectral efectivo, R^{**}

Este indicador permite estimar el grado de ductilidad que requiere el edificio. Un R^{**} muy pequeño, indica que

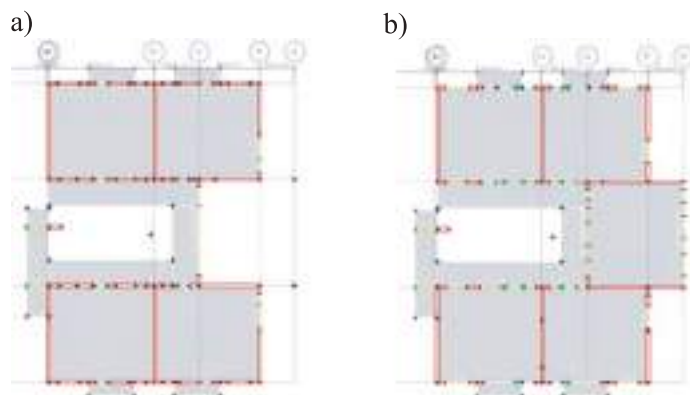


Figura 9: Plantas típicas. Módulo D, a) primer y b) segundo piso

en su diseño fue aplicado un espectro inelástico con una reducción mínima. En tanto, un R^{**} elevado, indicaría que el diseño se realizó con un espectro inelástico muy reducido. Para valores de R^{**} comprendidos entre tres y siete se recomienda que se complemente el análisis normativo con procedimientos no lineales aproximados tipo *push-over* y que, para valores superiores a siete, sea imprescindible utilizar técnicas más refinadas (Guendelman *et al.*, 1997). Este indicador está dado por la ecuación (1). Los resultados del análisis para este parámetro se muestran en la Tabla 17. Estos indican que en cada uno de los módulos este parámetro se encuentra entre tres y siete, en ambas direcciones.

$$R^{**} = \frac{R^*}{1.4 f_{min} f_{max}} \quad (1)$$

en donde R^* es el factor de reducción de la aceleración espectral, f_{min} es el factor de amplificación por corte mínimo y es f_{max} el factor de reducción por corte máximo.

Finalmente, en la Tabla 18 se presenta un resumen de los resultados de los análisis realizados mediante el método del perfil bio-sísmico. De este análisis se pueden esperar para el Módulo A clasificaciones divergentes

entre la dirección longitudinal y transversal (flexible y rígido, respectivamente) y un posible acoplamiento entre la traslación y la rotación. En el caso del Módulo B encontramos clasificaciones dentro del rango normal a excepción del parámetro 6, ya que este módulo posee dos ejes resistentes en la dirección longitudinal y transversal. Para el Módulo C la clasificación es muy similar al Módulo B, encontramos clasificaciones dentro del rango normal y al evaluar el parámetro 6 encontramos que en la dirección longitudinal posee dos ejes resistentes. En el caso del Módulo D este presenta la misma clasificación que el Módulo A. Al evaluar el parámetro 7 este indicaría que el análisis normativo no es suficiente para el diseño de esta estructura y que se debiese complementar con procedimientos no lineales aproximados tipo *push-over*.

Tabla 17: Evaluación del parámetro 7

	$T^*_{x, s}$	$T^*_{y, s}$	R^*_x	R^*_y	R^{**}_x	R^{**}_y
Módulo A	0.939	0.453	8.49	4.35	6.06	3.10
Módulo B	1.156	0.630	4.82	6.68	3.44	4.77
Módulo C	0.970	0.494	5.42	6.82	3.87	4.87
Módulo D	0.939	0.453	8.49	4.35	6.06	3.10

Análisis dinámico incremental

Para completar este estudio se realizó un análisis dinámico incremental (Vamvatsikos y Cornell, 2002). En este tipo de estudios se desarrollan sucesivos análisis no lineales tiempo historia utilizando registros sísmicos escalados a distintos niveles de intensidad de movimiento sísmico. En este caso, se utilizó el registro sísmico del terremoto de Maule 2010 con $M_w = 8.8$ (Figura 10) medido en el centro de la ciudad de Concepción en una estación con suelo denso ($V_{s30} \geq 350$ m/s), cuya duración significativa fue de 85 s y la máxima aceleración de suelo alcanzó los 0.42 g a los 20.4 s. Se realizaron 11 análisis con este registro, incrementando su intensidad progresivamente un 10% cada vez hasta duplicarla.

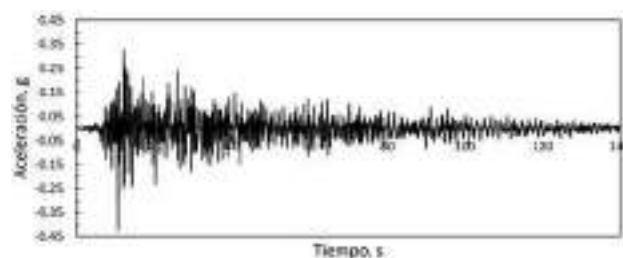


Figura 10: Registro de aceleraciones de Concepción, terremoto del Maule 2010 ($M_w = 8.8$)

Tabla 18: Resumen perfil bio-sísmico

	Módulo A		Módulo B		Módulo C		Módulo D	
Parámetros	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
Parámetro 1: Razón altura vs periodo traslacional	Flexible	Rígido	Flexible	Normal	Flexible	Normal	Flexible	Rígido
Parámetro 2: Deriva centros de gravedad	Normal	Normal	Fuera de rango	Normal	Fuera de rango	Normal	Normal	Normal
Parámetro 3: Desplazamiento total nivel superior	Normal	Normal	Normal	Normal	Fuera de rango	Normal	Normal	Normal
Parámetro 4: Deriva puntos extremos	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal
Parámetro 5: Razón periodo rotacional vs Periodo traslacional	Normal	Fuera de rango	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal	Fuera de rango
Parámetro 6: Número de elementos relevantes en la resistencia sísmica	Normal	Normal	Fuera de rango	Fuera de rango	Fuera de rango	Normal	Normal	Normal
Parámetro 7: Factor de reducción espectral efectivo, R^{**}	Fuera de rango	Fuera de rango	Fuera de rango	Fuera de rango	Fuera de rango	Fuera de rango	Fuera de rango	Fuera de rango

Se usó elementos de plasticidad concentrada para modelar los elementos de muros y marcos (puntos de color blanco en Figura 11). Se consideraron largos de rótulas plásticas de un 50% de la altura para muros y en un 10% y 90% del largo para los elementos de marcos. La degradación de resistencia y rigidez de estos elementos siguió una ley histerética del tipo propuesta por Takeda *et al.* (1970), cuya envolvente quedó determinada por los parámetros establecidos en ASCE/SEI 41-13 (2013) que define los puntos A, B y C de la curva de respuesta momento-giro de mostrados en la Figura 12. Dado que no se contaba con información respecto a la distribución de armadura de cada elemento estructural, se optó por considerar cuantías mínimas uniformemente distribuidas en cada uno de los elementos. Para realizar el diagnóstico de la estructura se hizo un análisis de la deformación angular entre los segmentos a ambos lados de las rótulas plásticas de los elementos sísmos resistentes del edificio y de los desplazamientos relativos de los centros de gravedad entre pisos consecutivos. Esto es, variable de la respuesta a nivel local y global, respectivamente. El análisis antes descrito se aplicó únicamente al Módulo A, que presenta una mayor variabilidad de la calidad del hormigón y que presentó parámetros del perfil bio-sísmico fuera de los rangos propuestos por Guendelman *et al.* (1997).

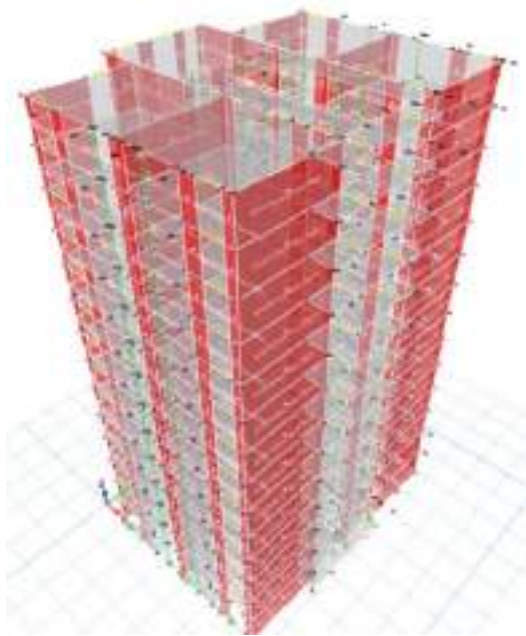


Figura 11: Asignación de rótulas plásticas, Módulo A

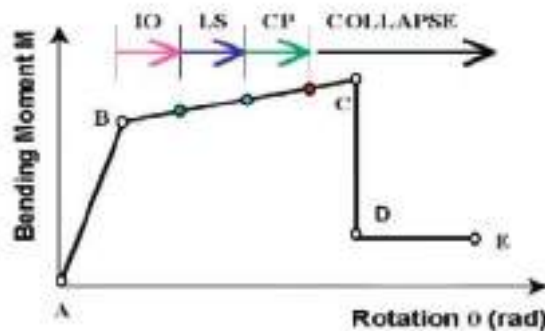


Figura 12: Curva de respuesta momento-giro de rótulas plásticas, elementos de hormigón armado (Brzev y Sherstobitoff, 2004)

Análisis local de la estructura

La Figura 12 muestra la curva de respuesta momento-giro que describe el comportamiento de las rótulas plásticas en elementos de hormigón armado. Los puntos que se observan en dicha figura representan distintas condiciones de deformación tras aplicación de carga, donde A corresponde a la condición sin carga, el punto B representa el inicio de la fluencia, el punto C corresponde a la máxima capacidad de carga y D es el esfuerzo residual que representa la disminución de resistencia que puede estar asociada a la fractura del refuerzo longitudinal, mientras que E es el punto de máxima deformación.

Por otro lado, los tramos designados como IO, LS y CP corresponden a los diferentes niveles de desempeño de los elementos en función de la degradación de rigidez y/o resistencia que se espera observar en los edificios. Estos niveles de desempeño se definen de la siguiente forma:

- Ocupación inmediata (IO): Posterior a la ocurrencia de un evento sísmico, la estructura se mantiene en operación. Los elementos estructurales mantendrán su funcionamiento en el rango elástico. Los elementos no estructurales y el equipamiento no sufrirán daños. El umbral superior de rotación de las rótulas para este nivel de desempeño es 0.002 rad.
- Seguridad a la vida (LS): Los elementos estructurales sufren daños localizados debido al evento sísmico, que pueden ser reparados. Este es el nivel de rendimiento esperado en edificios diseñados según códigos modernos ante sismos severos. El umbral superior de rotación de las rótulas para este nivel de desempeño es 0.003 rad.



• **Prevención al colapso (CP):** Los daños que se observan en la estructura afectan elementos resistente importantes y no son reparables. Sin embargo, la edificación no llega a colapsar. El umbral superior de rotación de las rótulas para este nivel de desempeño es 0.004 rad.

El análisis desarrollado indica que las rotaciones en los elementos tipo viga no superarían el límite LS (0.003 rad) en ningún caso y, además, las rotaciones en las columnas y los muros no superarían el límite IO (0.002 rad) en los niveles de trancamiento de la estructura. Por lo tanto, el Módulo A presentaría un comportamiento sísmico deseable bajo las condiciones de los análisis y frente al registro analizado.

Análisis global de la estructura

La norma chilena NCh 433 (1996) establece que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medidos en el centro de masas en cada dirección de análisis, no debe ser mayor que la altura entrepiso multiplicada por 0.002. Este límite puede ser considerado como un umbral de desempeño operacional de ocupación inmediata IO, pues anticipa poco daño de los elementos no estructurales. En las Figuras 13 y 14, se muestran los desplazamientos de entrepiso para cada nivel y dirección de análisis. En dichas tablas se observa que en todos los casos el desplazamiento relativo entre pisos supera el 2%, lo que significa que el edificio incursiona en el nivel de desempeño de seguridad de vida.

No obstante, lo anterior, es importante hacer notar que al evaluar los desplazamientos laterales en dirección longitudinal (dir. X), incluso en el caso del registro sísmico sin amplificar (PGA = 0.42 g), se registran desplazamientos que superan el permitido por la junta de expansión sísmica (2.5 cm), con un desplazamiento máximo de 9.15 cm, tal como se muestra en la Tabla 19, por lo que se deberían esperar problemas de colisión entre los módulos.

Tabla 19: Máximo desplazamiento dir. X utilizando registro sísmico sin incremento

Nivel	(+) UX, cm	(-) UX, cm
14	8.15	-9.15
13	7.46	-8.38
12	6.77	-7.59
11	6.07	-6.81
10	5.37	-6.03
9	4.68	-5.25
8	4.00	-4.49
7	3.33	-3.74
6	2.68	-3.01
5	2.06	-2.32
4	1.48	-1.66
3	0.95	-1.06
2	0.47	-0.53
1	0.12	-0.12

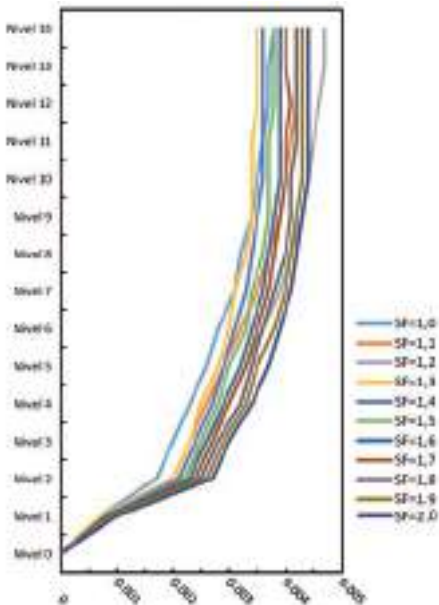


Figura13: Desplazamientos de entrepiso dir. X

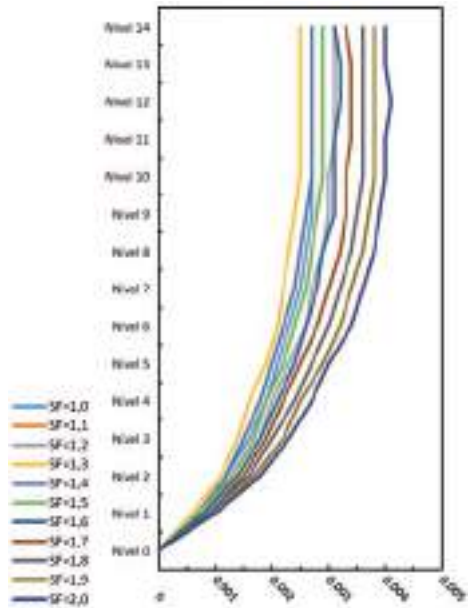


Figura14: Desplazamientos de entrepiso dir. Y



Conclusiones

En este estudio se presentó la evaluación global de la “salud estructural” de un edificio habitacional de 14 pisos, potencialmente vulnerable a daños debido a terremotos. La evaluación estructural se realizó combinando ensayos destructivos y no-destructivos. Utilizando la información sobre la calidad del hormigón obtenida experimentalmente se generó un modelo numérico lineal del edificio, el cual fue utilizado para evaluar la salud global del edificio mediante una metodología llamada perfil bio-sísmico y un análisis dinámico incremental.

La evaluación experimental del hormigón identificó cinco calidades diferentes. El hormigón de calidad más baja corresponde a un G-10 ($f_c = 10$ MPa), muy por debajo de la calidad especificada para este proyecto (G-25, $f_c = 25$ MPa). Si bien, este ensayo se realizó únicamente sobre losas y no se desarrolló en muros, los resultados levantan una señal de alerta respecto a la calidad de los materiales utilizados y el control de calidad durante la construcción de la obra. Estos resultados deficientes no pueden atribuirse a problemas localizados, pues los resultados se repitieron en diferentes ubicaciones de la losa.

En lo que respecta al perfil bio-sísmico, se espera que el edificio en general cumpla con las disposiciones normativas chilenas, a excepción de los Módulos B y C en la dirección longitudinal que superan el límite de desplazamiento entrepiso impuesto por la norma sísmica chilena y que no condicionan la respuesta global del Módulo B y C. Sin embargo, el Módulo A y D presentan indicadores de rigidez distintos entre la dirección longitudinal y transversal (flexible y rígido, respectivamente) además de un acoplamiento entre la traslación y la rotación. Por lo tanto, estos módulos presentan parámetros que indican que la estructuración fue deficitaria, todo lo cual pudo haberse corregido con una detección oportuna en la etapa de diseño. En este sentido, el perfil bio-sísmico es un buen método que permite alertar el correcto o mal comportamiento global que pudiesen tener las estructuras sin necesidad de implementar modelos de mayor complejidad analítica. Sin embargo, este método no es capaz de anticipar fallas locales en los elementos resistentes de la estructura, tal como lo hace, por ejemplo, el análisis incremental dinámico utilizado en este estudio.

Al evaluar el desempeño estructural del Módulo A mediante el análisis dinámico incremental con un registro del evento sísmico de $M_w = 8.8$ de Maule 2010, se encontró que a pesar de que los desplazamientos entrepiso indican que se supera el límite impuesto por la norma sísmica chilena, este no es un indicador de daño del edificio, ya que estos umbrales de desplazamiento están asociados a las condiciones operacionales de desempeño. Sin embargo, los desplazamientos máximos para el registro sísmico sin incrementar en la dirección longitudinal, superan el desplazamiento permitido por la junta de expansión sísmica de 2.5 cm. Por lo tanto, frente a un evento sísmico severo se esperarían posibles colisiones entre los módulos del edificio. A nivel local los elementos estructurales presentarían un buen desempeño, pues las rótulas plásticas de los elementos estructurales alcanzaron rotaciones que no exceden el umbral superior del rango de Seguridad de Vida (0.003 rad).

Agradecimientos

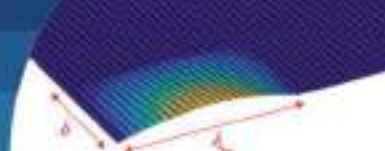
Se agradece la colaboración de los Ingenieros Civiles Leonel Vergara, Cristóbal Salamanca, Miguel Vega y Patricio Cáceres, que a través de sus proyectos de titulación contribuyeron en el desarrollo de este estudio. Se agradece también el importante aporte del Dr. Patricio Quintana Gallo quien con su experiencia y punto de vista ayudó a mejorar la calidad de este artículo.

Referencias

- ASCE/SEI 41-13 (2013). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. ASCE Standard. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA
- ASTMC805 (2018). *Standard test method for rebound number of hardened concrete*. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- Brzev, S. and Sherstobitoff, J. (2004). *Performance-based seismic evaluation of concrete reservoir structures*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No. 1823
- Cáceres, P. (2017). *Caracterización dinámica de un edificio residencial de hormigón armado*. Proyecto de título de Ingeniero Civil. Universidad Católica de la Santísima Concepción, Concepción, Chile



- DS61 (2011). Decreto supremo que modifica el diseño sísmico de edificios. Ministerio de la Vivienda y Urbanismo MINVU. Diario Oficial de la República de Chile
- ETABS (2015). Integrated Building Design Software ETABS Nonlinear version 15. Reference Manual. Computer and Structures, Inc. CSI, Walnut Creek, California, USA
- Guendelman, T., Guendelman, M. y Lindenberg, J. (1997). Perfil bio-sísmico de edificios. *VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica ACHISINA y I Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica*, La Serena, Chile
- NCh170 (2016). Hormigón – Requisitos generales, referidas a dosis mínima de cemento. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- NCh1565 (2009). Hormigón – Determinación de índice esclerométrico. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- NCh1171 (2012). Hormigón – *Testigos de hormigón endurecido, extracción y ensayos*. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- NCh1037 (2009). Hormigón – *Ensayo de compresión de probetas cúbicas y cilíndricas*. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile
- NCh433 (1996). Diseño sísmico de edificios. Modificada el 2009. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile INN
- Olivera, J.J. (2016). *Caracterización dinámica de un edificio de hormigón armado basado en un análisis modal operacional*. Proyecto de título de Ingeniero Civil. Universidad Católica de la Santísima Concepción, Concepción, Chile
- Olivera, J.J., Vergara, L. and Oyarzo, C. (2017). Structural health assessment of a R/C building in the coastal area of Concepción, Chile. *Procedia Engineering* 199, 2214–2219
- Peeters, B. and Ventura, C.E. (2003). Comparative study of modal analysis techniques for bridge characteristics. *Mechanical Systems and Signal Processing* 17(5), 965-988
- Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31(3), 491-514
- Ventura, C.E. and Horyna, T. (1997). Structural assessment by modal analysis in Western Canada. *15th International Modal Analysis Conference*, Society for Experimental Mechanics, Orlando, Florida, USA, 234-239
- Wilson, A.W., Abdul Karim, A.R., Oyarzo-Vera, C., Omenzetter, P. and Ingham, J.M. (2008). Dynamic testing of a timber floor diaphragm in an unreinforced masonry building. *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China, 1-8



Modelo elástico simple para el estudio de pandeo en muros de hormigón armado

Simple elastic model to study buckling in reinforced concrete walls

Fecha de entrega: 10 de diciembre 2019

Fecha de aceptación: 26 de marzo 2020

Alejandro Morales y Wendy Wiegand

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

wendy.wiegand@uv.cl

El objetivo de este trabajo es obtener una expresión simple, que permita determinar el espesor mínimo de muros de hormigón armado esbeltos para prevenir pandeo. La expresión se obtuvo a partir de la teoría de placas delgadas, con un análisis lineal elástico, considerando un enfoque energético y el método de Ritz. El modelo propuesto considera sólo la zona comprimida del muro, con una distribución de carga axial, proveniente de demandas de flexo-compresión, consistente con las tensiones de compresión en el hormigón a lo largo de la distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro. Los resultados obtenidos presentan razonable coincidencia cualitativa con lo observado en laboratorios, sin embargo, resultan ser poco conservadores en términos cuantitativos.

Palabras claves: pandeo, muros, hormigón armado, espesor mínimo

This work aims to obtain a simple expression, which allows defining a minimum thickness for reinforced concrete slender walls in order to avoid buckling. This expression was obtained based on the thin plates theory, with a linear-elastic analysis, considering an energetic approach and the Ritz method. The proposed model takes account for only the compressed zone of the wall, with an axial load distribution obtained from the flexo-compression demands, in other words, the compression stresses in the concrete along the distance between the extreme fiber in compression and the neutral axis. The results obtained present an adequate qualitative agreement with the experimental observations, however, quantitatively the results are non-conservative.

Keywords: buckling, walls, reinforced concrete, minimum thickness

Introducción

Es un hecho que en los últimos años los avances en las normas y códigos de diseño sismorresistente han contribuido a mejorar la calidad de las estructuras nuevas, particularmente la aplicación de las reglas de diseño por capacidad, que minimizaron las clásicas fallas por corte en muros de hormigón armado (Sritharan *et al.*, 2014). Sin embargo, a pesar de estos avances, observaciones de campo realizadas luego de la ocurrencia de los terremotos del año 2010 en Chile ($M_w = 8.8$) y los terremotos en Canterbury en los años 2010 y 2011 ($M_w = 7.1$, $M_w = 7.7$, respectivamente), han mostrado un patrón recurrente y poco común de falla asociado a inestabilidad fuera del plano o pandeo en el borde de muros (Sritharan *et al.*, 2014; Rosso *et al.*, 2016), como se puede ver en la Figura 1. Una consecuencia de este tipo de falla es que en muros, donde se adoptaron detallamientos especiales de borde que otorgan ductilidad, la “rótula plástica” esperada no se

desarrolló; en otras palabras, estos muros no alcanzaron su máxima capacidad de deformación ni resistencia, fallando prematuramente por pandeo.

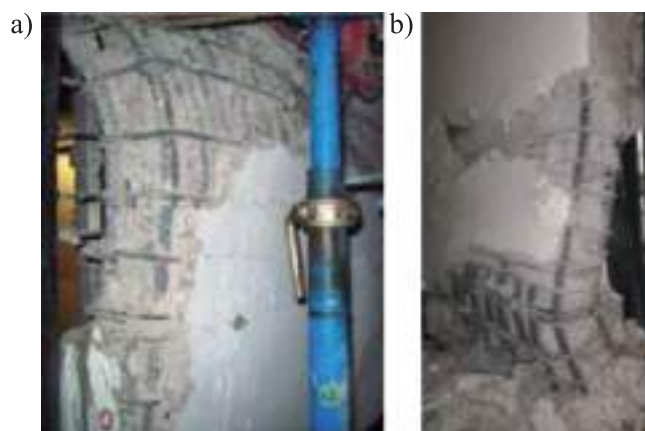
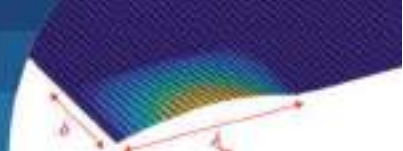


Figura 1: Ejemplos de pandeo o inestabilidad fuera del plano: a) terremoto de Chile, año 2010 (Wallace *et al.*, 2012) y b) terremoto de Nueva Zelanda año 2011 (Kam *et al.*, 2011)



En cuanto a la práctica de diseño, los muros de hormigón armado son diseñados para tener suficiente resistencia y adecuada capacidad de deformación (ductilidad flexural), previniendo fallas frágiles debidas a corte, anclaje inadecuado del refuerzo, insuficiente longitud de traslapo de armaduras y deslizamiento del muro en su interfaz con la fundación. Algunos códigos de diseño buscan una respuesta dúctil de los muros a través de la filosofía de diseño por capacidad, e.g. NZS3101 (2006) y Eurocode 8 (2004), otros persiguen el mismo objetivo buscando un comportamiento dúctil sin usar esta filosofía explícitamente (ACI318, 2014; DS60, 2011). Una característica común de los muros que resisten grandes momentos y cortes es que son diseñados con elementos de borde, estos corresponden a regiones ubicadas en los extremos de los muros (bordes) con refuerzo adicional, mayor espesor o ambos. Haciendo una analogía con columnas de hormigón armado, estas regiones usan una combinación de alta concentración de refuerzo (longitudinal y transversal) para tolerar las altas demandas de deformación por compresión, necesaria para que el muro desarrolle una respuesta dúctil.

Adicionalmente, para limitar la falla prematura por pandeo fuera del plano en la zonas de potencial rótula plástica (sección crítica de los muros), lo común es definir espesores mínimos para los muros de hormigón armado. La NZS3101 (2006), por ejemplo, controla el mínimo espesor de los muros en función de la longitud de los mismos y su relación de aspecto. El Eurocode 8 (2004) y ACI318 (2014), en cambio, limitan el espesor de los elementos de borde con criterios que no se basan en limitar el potencial pandeo del muro producto de grandes deformaciones en la armadura longitudinal (Sritharan *et al.*, 2014).

En este trabajo se propone, a través de un análisis elástico, determinar el mínimo espesor requerido para que un muro delgado de hormigón armado no pandee bajo la acción de cargas que provocan una deformación unitaria última del 0.3% en el hormigón. El análisis se fundamenta en la ecuación de placa (1), que representa el comportamiento lineal elástico de una placa delgada, como la mostrada en la Figura 2. La ecuación (1) se determinó bajo ciertos supuestos o “hipótesis de Kirchhoff”, presentados a continuación: i) material elástico, homogéneo e isotrópico, ii) placa inicialmente plana, iii) espesor de placa pequeño en comparación con otras dimensiones de la placa, iv) se

desarrollan pequeñas deformaciones, v) secciones planas permanecen planas, vi) las deflexiones son perpendiculares al plano inicial, vii) esfuerzos perpendiculares al plano medio son despreciables y viii) las deformaciones en la superficie media de la placa producidas por fuerzas en el plano de la misma son despreciables frente a deformaciones por flexión.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{N_x}{D} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (1)$$

$$D = \frac{E b_w^3}{12(1 - \nu)} \quad (2)$$

En la ecuación (1) w representa la deflexión del muro en la dirección z , N_x las fuerzas actuando en el plano de la placa y D corresponde a la rigidez flexural de la placa y está dada por (2). Por otro lado, en (2) E es el módulo de elasticidad del material, b_w es el espesor de la placa y ν el módulo de Poisson del material.

Nótese que en este análisis no se consideran cargas fuera del plano, asumiendo que el pandeo es producido por fuerzas internas actuando en el eje plano (ver Figura 2). Estas fuerzas N_x son el resultado del comportamiento en flexo-compresión del muro.

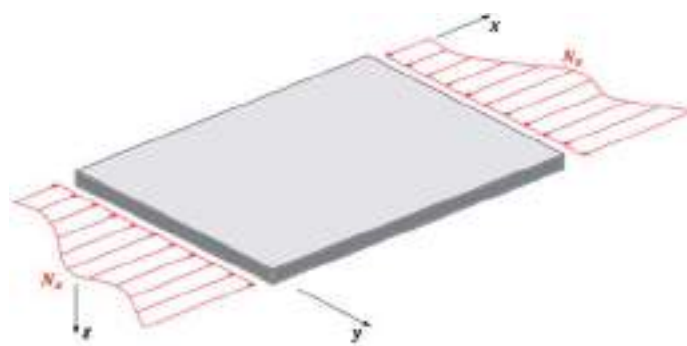


Figura 2: Caracterización geométrica de la placa y fuerzas actuantes

Resulta claro que el problema de inestabilidad fuera del plano es inherentemente no lineal, por lo mismo, los resultados presentados en este trabajo son preliminares y deben complementarse con factores de corrección que permitan representar el fenómeno de la manera adecuada. En una segunda etapa de este estudio se trabajará en estos factores, a partir de resultados experimentales y/o análisis con elementos finitos no lineales.

Mecanismo que describe pandeo o falla fuera del plano

Paulay y Goodsir (1985) fueron los primeros en estudiar, analizar y describir el mecanismo de falla fuera del plano (o pandeo) en muros delgados de hormigón armado, entendiéndose un muro delgado como aquel en que su espesor es pequeño en comparación a la altura del mismo, lo que lo hace susceptible a inestabilidad fuera del plano. Tomando como referencia la Figura 3, el mecanismo citado puede resumirse como sigue (Paulay y Priestley, 1993):

- i) Con grandes demandas de desplazamiento (o curvatura), la región del borde inferior del muro está sometida a grandes tracciones que causan grietas anchas, prácticamente horizontales, a lo largo del muro. Con esto el refuerzo fluye, alcanzando posteriormente el endurecimiento por deformación.

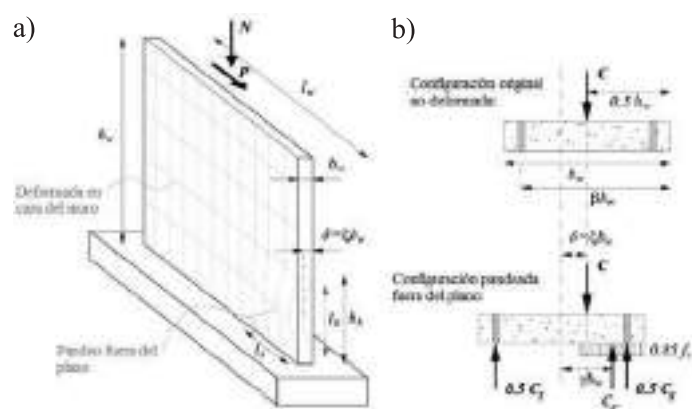


Figura 3: a) Caracterización geométrica del muro y b) equilibrio de fuerzas externas e internas a media altura de la región de pandeo (adaptada de Almeida *et al.*, 2014)

- ii) Con la descarga se recupera la deformación elástica, sin embargo, las grietas permanecen abiertas debido a las deformaciones por tracción inelástica acumuladas en las barras de refuerzo. Durante la recarga, y previo al cierre de las grietas, la fuerza de compresión debe ser resistida únicamente por las dos capas de refuerzo longitudinal (vertical). En esta etapa puede presentarse un incipiente desplazamiento fuera del plano, debido a imperfecciones constructivas y/o excentricidad de la fuerza axial C que actúa en esta zona, ver Figura 3b.
- iii) Mientras las barras de refuerzo logren mantener su rigidez axial antes de fluir en compresión, el

desplazamiento fuera del plano tiende a permanecer pequeño. Sin embargo, en la medida que la compresión aumenta en el refuerzo longitudinal del lado cóncavo del muro, este puede fluir generando una abrupta reducción de la rigidez y un aumento de la deformación fuera del plano. En este punto, la capa de refuerzo del lado convexo, que aún no ha fluido, es la principal fuente de rigidez fuera del plano (Paulay y Priestley, 1993).

Dependiendo de la magnitud de la tracción (antes de la recarga), diversos escenarios pueden darse en la medida que avanza la compresión. Las grietas pueden cerrarse, en este caso la transferencia de fuerza de compresión se da a través del hormigón; si las grietas permanecen abiertas, la compresión se transfiere a través de la segunda capa de refuerzo. Considerando el último caso, los desplazamientos fuera del plano aumentarán violentamente, provocando el pandeo del muro.

Basado en este mecanismo, la máxima tracción inelástica en el borde de los muros se ha adoptado como indicador de la inestabilidad lateral de estos (Paulay y Priestley, 1993). Además, se ha observado que, con un incremento en el espesor del muro, el cerrado de las grietas puede ocurrir más temprano y se requieren mayores deformaciones por tracción inelástica para provocar pandeo (Dashti *et al.*, 2018); este fenómeno se ilustra en la Figura 4. La Figura 4a muestra que debe existir un valor crítico de deformación unitaria en tracción inelástica para un espesor de muro dado ($t = b_w$) que propicie el desarrollo de inestabilidad fuera del plano. Para evitar esto se debe aumentar el espesor del muro, provocando el cierre de grietas en un lado del mismo y, de esta manera, activar la contribución del hormigón a la capacidad de carga del muro (ver Figura 4b); o bien, evitar que la tensión en tracción desarrollada en el refuerzo alcance el valor crítico (ver Figura 4c).

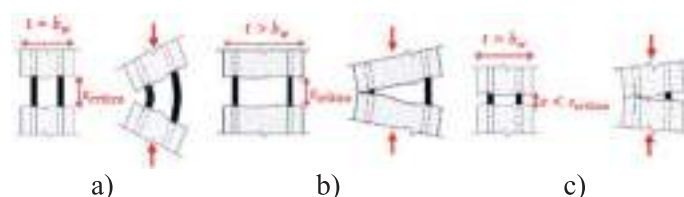
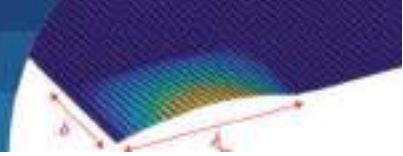


Figura 4: Efectos de la deformación unitaria residual y el espesor del muro en el desarrollo de pandeo (Dashti *et al.*, 2018)



Pandeo de placas delgadas: método energético

Aplicar un enfoque energético para resolver el problema de pandeo de placas delgadas resulta práctico cuando la geometría de las placas es compleja y/o las condiciones de borde son variadas. En estos casos, resolver la ecuación diferencial (1) con un método basado en equilibrio puede resultar en un problema prácticamente imposible de resolver (Ventsel y Krauthammer, 2001). Considerando un enfoque energético, el equilibrio de un sistema será: *estable*, si la energía potencial de este estado tiene un valor mínimo comparado con valores correspondientes a otros posibles estados cercanos al estado de equilibrio; *inestable*, si la energía potencial es máxima y *neutral* si la energía no es máxima ni mínima.

Básicamente, al aplicar un criterio basado en energía potencial para un análisis de pandeo, se consideran dos posibles estados de la placa. El primero, Π_0 , es el estado inicial de equilibrio bajo la acción de cargas en el eje del plano de placa, donde la superficie media permanece plana. El segundo, Π , es un estado donde la superficie media está levemente curvada debido a pequeños desplazamientos virtuales aplicados a la placa. El equilibrio será estable si para todas las posibles pequeñas deflexiones $\Pi_0 < \Pi$, inestable si $\Pi_0 > \Pi$ y neutral si $\Pi_0 = \Pi$.

El incremento en la energía potencial de deformación total en la superficie media de la placa, $\Delta\Pi$, está dado por la ecuación (3). Para la derivación de esta ecuación se asume que las tensiones resultantes son producto exclusivamente de las cargas en el borde externo del plano de la placa, además estas cargas no cambian debido a la deflexión producida por el pandeo.

$$\Delta\Pi = \Pi - \Pi_0 = \Delta U_0 + U_b + \Delta\Omega_r \quad (3)$$

En (3), ΔU_0 es el incremento en la energía de deformación de la superficie media de la placa en pandeo, U_b es la energía de deformación de la flexión y/o torsión en la placa y $\Delta\Omega_r$ es el incremento en el potencial de las fuerzas externas actuando en el plano de la placa.

La expresión para ΔU_0 se muestra en la ecuación (4). El término W_e corresponde al trabajo realizado por las fuerzas externas actuando en el plano, aplicadas en la superficie media de la placa.

El incremento en el potencial de las fuerzas externas actuando en el plano es igual al valor negativo del trabajo realizado por las fuerzas externas, es decir, $\Delta\Omega_r = W_e$.

La energía de deformación debido a flexión y torsión de una placa, U_b , está dada por la ecuación (5). Por lo tanto, el incremento en la energía potencial total de la placa en pandeo, $\Delta\Pi$, se obtiene sumando los términos mostrados en las ecuaciones (4) y (5).

$$\Delta U_0 = W_e + \frac{1}{2} \iint_A \left[N_x \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + N_y \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 + 2N_{xy} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} \right) \right] dA \quad (4)$$

$$U_b = \frac{1}{2} \iint_A D \left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 - 2(1-\nu) \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right] dA \quad (5)$$

$$\Delta\Pi = \frac{1}{2} \iint_A D \left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 - 2(1-\nu) \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right] dA + \frac{1}{2} \iint_A \left[N_x \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + N_y \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 + 2N_{xy} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} \right) \right] dA \quad (6)$$

En este trabajo, para hallar la carga crítica de pandeo se utilizará un método directo, particularmente el método de Ritz. Este último se usa comúnmente como una aproximación a la solución exacta del problema (Ventsel y Krauthammer, 2001).

El método energético desarrollado por Ritz aplica el principio de energía potencial mínima. De acuerdo al método de Ritz, la deformada o deflexión de la superficie de la placa es aproximada por una serie de la forma mostrada en la ecuación (7):

$$w(x, y) = \sum_{i=1}^{\infty} C_i f_i(x, y) \quad (7)$$

donde $f_i(x, y)$ son funciones que satisfacen individualmente, al menos las condiciones de borde cinemáticas del problema; C_i son constantes desconocidas que se determinan a partir del principio de energía potencial mínima.

Al introducir la expresión mostrada en (7) en (6) de incremento de energía potencial, se obtendrá esta última como función de las constantes desconocidas.

$$\Delta\Pi = \Delta\Pi(C_1, C_2, \dots) \quad (8)$$

La solución al problema de pandeo, finalmente, es un problema clásico de cálculo diferencial de máximos y mínimos, como muestra la ecuación (9).

$$\frac{\partial \Delta \Pi}{\partial C_1} = 0, \quad \frac{\partial \Delta \Pi}{\partial C_2} = 0, \dots, \quad \frac{\partial \Delta \Pi}{\partial C_i} = 0, \dots \quad (9)$$

La ecuación (9) es un sistema lineal de ecuaciones no homogéneas cuya solución (constantes C_i) al ser sustituida en (7) entrega la solución del problema. Evidentemente, la exactitud del método de Ritz depende de que tan buenas son las funciones $f_i(x, y)$ asumidas, con respecto a la solución real del problema.

Carga axial de pandeo

El método de Ritz fue aplicado con el objetivo de determinar la carga axial de pandeo en muros delgados de hormigón armado; aplicar esta metodología requiere ciertas hipótesis y/o simplificaciones, además del hecho de ser un análisis lineal elástico. La Figura 5a muestra un segmento de muro sometido a esfuerzos de flexo-compresión, en esta se destaca la zona A-B-C-D que corresponde a la zona comprimida del muro limitada por la base del muro (A-B), la losa del piso superior (C-D), el eje neutro (A-D) y el borde libre del muro (B-C). La Figura 5b muestra la zona comprimida del muro, donde puede notarse que se trata de la misma situación mostrada en la Figura 2, en este caso N_x corresponde a la distribución de tensiones en el hormigón asociadas a una deformación unitaria en compresión ε_m de en el borde libre del muro, típicamente el 0.3-0.4%. Este valor resulta importante ya que está asociado a la falla del hormigón sin confinar, además, en este punto gran parte de la zona comprimida del muro perdió el recubrimiento y por ende rigidez.

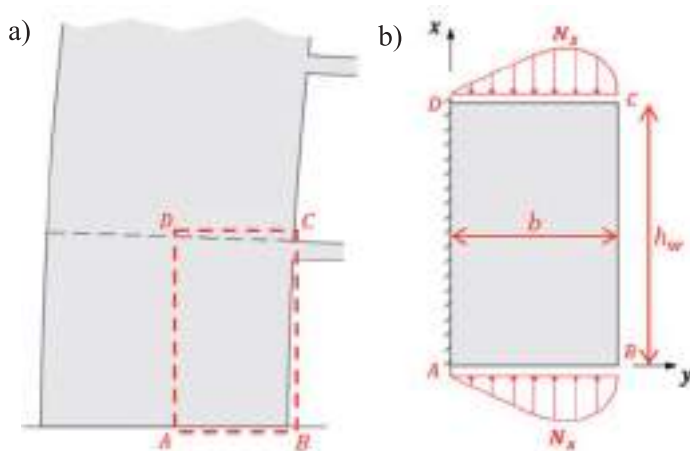


Figura 5: a) Problema original, muro en flexo-compresión y b) modelo de análisis para aplicar teoría de placas en la zona comprimida del muro

En este caso se asume el campo de desplazamientos (fuera del plano) mostrado en la ecuación (10), considerando su primera aproximación correspondiente a $N = 1$, es decir, una función sinusoidal ponderada por una función lineal.

$$w(x, y) = \sin\left(\frac{n\pi x}{a}\right) \sum_{i=1}^N C_i y^i \quad (10)$$

El campo de desplazamiento cumple, además, las condiciones de borde del problema mostrado en la Figura 5b y descritas en las ecuaciones (11a), (11b) y (11c).

$$w(x, 0) = 0 \quad (11a)$$

$$w(0, y) = 0 \quad (11b)$$

$$w(h_w, y) = 0 \quad (11c)$$

La definición de la función N_x se realiza a partir de una curva conocida del comportamiento del hormigón (ver Figura 6a), para lo cual se propone aproximar esta última mediante el polinomio cúbico mostrado en la ecuación (12). Si bien es cierto existen muy buenas funciones que describen la ley constitutiva del hormigón (Kent y Park, 1971; Mander *et al.*, 1988), en general corresponde a funciones definidas por tramos de difícil manejo algebraico. La función propuesta tiene la ventaja de ser continua (no definida por tramos) y versátil, ya que con cuatro puntos es posible describir cualquier distribución de tensiones en el hormigón. En otras palabras, el polinomio permite conocer la distribución de tensiones para distintos valores de ε_m lo que facilita el estudio del problema de pandeo para diversos estados límites. Nótese que la ecuación (12) es una manera alternativa de representar una ley constitutiva conocida del hormigón, como ilustra la Figura 6(b) para el caso de la ley constitutiva de Mander *et al.* (1988).

$$N_x = b_w \left[\alpha_3 \left(\frac{\varepsilon_m}{b} y \right)^3 + \alpha_2 \left(\frac{\varepsilon_m}{b} y \right)^2 + \alpha_1 \left(\frac{\varepsilon_m}{b} y \right) \right] \quad (12)$$

En la ecuación (12) b_w corresponde al espesor del muro, los factores α_1 , α_2 y α_3 están dados por las ecuaciones (13a) (13b) y (13c).

$$\alpha_1 = \frac{18f_1 - 9f_2 + 2f_3}{2\varepsilon_m^3} \quad (13a)$$

$$\alpha_2 = -\frac{9(5f_1 - 4f_2 + f_3)}{2\varepsilon_m^3} \quad (13b)$$

$$\alpha_3 = \frac{9(3f_1 - 3f_2 + f_3)}{2\varepsilon_m^3} \quad (13c)$$

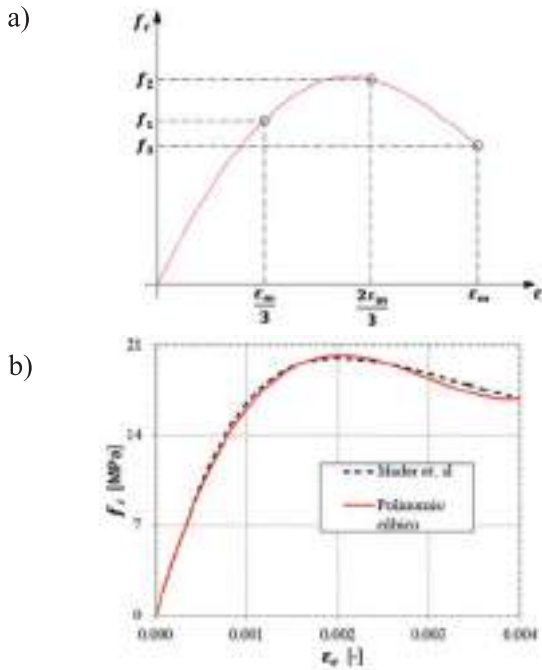


Figura 6: a) Relación tensión-deformación del hormigón y su definición a partir de un polinomio cúbico y b) ejemplo de ajuste

En un clásico problema de pandeo el objetivo es hallar la carga que lo genera. Sin embargo, en este caso se busca estimar la relación altura de entrepiso (h_w) dividido en el espesor del muro (b_w), asumiendo que la carga límite para que el muro pandee es la mostrada en (12). De esta manera, la idea es estimar el espesor mínimo requerido para que el muro no pandee antes de que el hormigón alcance su deformación unitaria última en compresión o la deformación que el diseñador estime. Reemplazando el campo de desplazamientos de (10) y la función de carga mostrada en (12) en (8) de incremento de la energía potencial, se tiene:

$$\Delta \Pi = \frac{bD\pi^2[b^2\pi^2 - 6h_w^2(\nu - 1)]C_1^2}{12h_w^3} - \frac{b^3\pi^2\epsilon_m[15\alpha_1 + 2\epsilon_m(6\alpha_2 + 5\epsilon_m\alpha_3)]C_1^2}{240h_w} \quad (14)$$

Optimizando la ecuación (14), de acuerdo a lo definido en (9), se obtiene la ecuación (15):

$$\frac{\partial \Delta \Pi}{\partial C_1} = \frac{bD\pi^2[b^2\pi^2 - 6h_w^2(\nu - 1)]C_1}{6h_w^3} - \frac{b^3\pi^2\epsilon_m[15\alpha_1 + 2\epsilon_m(6\alpha_2 + 5\epsilon_m\alpha_3)]C_1}{120h_w} = 0 \quad (15)$$

La ecuación (16) muestra el resultado obtenido para (h_w/b_w) y la Figura 7a una representación gráfica de un caso

particular del mismo, considerando un hormigón calidad G20 con $\epsilon_m = 0.3\%$. La Figura 7b ilustra cualitativamente la deformada adoptada por un muro en la condición de pandeo, esta deformación se estimó con (10). La Figura 7b muestra, además, que la deformación se concentra en una longitud h_w que corresponde a la altura de entrepiso del primer piso, a lo largo de la zona comprimida del muro de longitud b (profundidad del eje neutro). Nótese que, como era esperable, la máxima deformación fuera del plano ocurre en el borde libre del muro y se ubica en el punto medio de la altura de entrepiso, este último punto difiere con los resultados obtenidos experimentalmente y con modelaciones numéricas más robustas, tal como se mostrará más adelante. Es importante destacar que, durante el desarrollo que condujo a la expresión mostrada en la ecuación (16), se impuso la condición $C_1 \neq 0$ (ver ecuación (15)) garantizando que la expresión hallada no corresponde a la solución trivial o $w(x,y) = 0$.

$$\left(\frac{h_w}{b_w}\right)^2 = \frac{20\pi^2 E}{12\epsilon_m(15\alpha_1 + 12\epsilon_m\alpha_2 + 10\epsilon_m^2\alpha_3)} \cdot \frac{\left(\frac{b_w^2}{h_w^2} + 6\frac{(1-\nu)}{\pi^2}\right)}{\frac{b_w^2}{h_w^2}(1-\nu)} \quad (16)$$

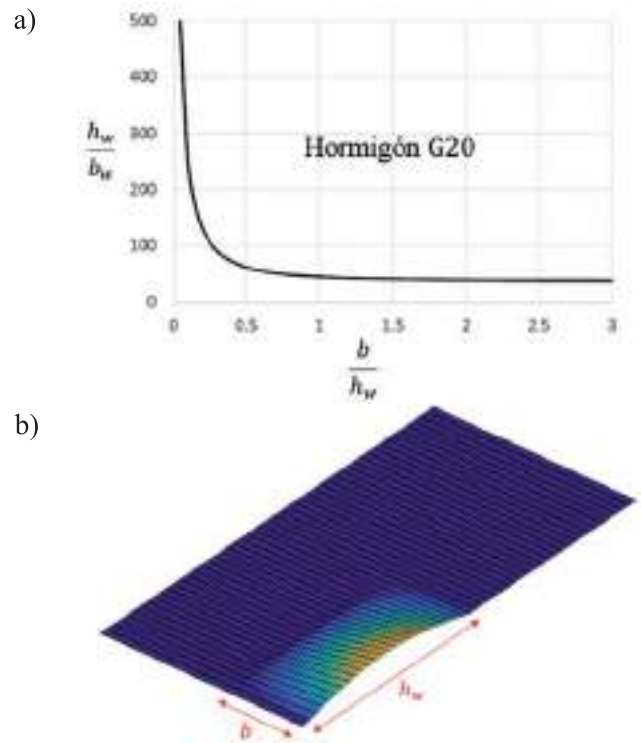


Figura 7: a) Relación (h_w/b_w) crítico para un muro de hormigón armado de calidad G20 y b) deformada cualitativa del muro bajo la acción de pandeo

La relación (h_w/b_w) límite mostrada en la Figura 7a es del orden de 37 para valores de (h_w/b_w) mayores que 1.5, este número resulta poco conservador, alejándose de lo medido en laboratorios donde se reportan valores cercanos a 25 (Rosso *et al.*, 2016) y lo comúnmente especificado en códigos de diseño. Por ejemplo, el ACI318 (2014) y el DS60 (2011) definen un valor de 16. Resultados previos obtenidos, usando una versión simplificada de la metodología propuesta, también mostraron ser poco conservadores (Wiegand y Morales, 2019). Sin embargo, este resultado es esperable ya que, como se manifestó previamente, la metodología propuesta se basa en un análisis lineal elástico y el fenómeno de estabilidad fuera del plano es un fenómeno no lineal.

Limitaciones de la metodología propuesta e investigación futura

Con respecto al fenómeno de inestabilidad fuera del plano (o pandeo), documentado y evaluado experimentalmente, la metodología propuesta presenta dos diferencias sustanciales. Primero, la rigidez flexural del muro; el nivel de fisuración previo al pandeo del muro reduce considerablemente la rigidez del mismo, este efecto es mucho mayor en la zona donde ocurre el pandeo ya que, básicamente, la rigidez es proporcionada por las barras de refuerzo longitudinal (ver Figura 4). Segundo, la ubicación de la zona de pandeo; el modelo propuesto ubica la máxima deformación fuera del plano en el centro de la altura de entrepiso h_w (ver Figura 7b). Sin embargo, la evidencia experimental (ver Figuras 1 y 8a) y numérica, con elementos finitos no lineales (EFNL), muestra que la ubicación de la máxima deformación lateral (fuera del plano) se da en la parte baja del muro, tal como se puede ver en la Figura 8. La Figura 8a muestra el desplazamiento lateral del muro δ_{oop} y el desplazamiento lateral normalizado ξ_{oop} (δ_{oop}/b_w), medido para distintos estados de carga (Rosso *et al.*, 2016). La Figura 8b, por otro lado, muestra los resultados analíticos estimados con EFNL y su comparación con mediciones en laboratorio (Dashti *et al.*, 2018).

Los resultados obtenidos en este trabajo, como se ha planteado, difieren de lo medido en laboratorios, mostrando discrepancias cuantitativas y/o cualitativas. Sin embargo, estas diferencias no son radicales, más aún si se considera que los resultados se obtuvieron de un análisis lineal elástico asumiendo una deformada lateral (o campo de

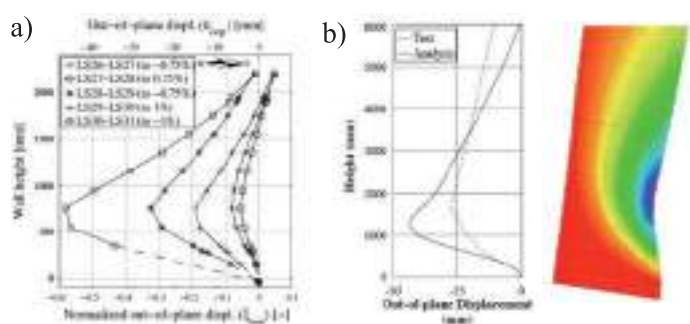
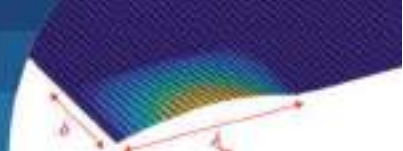


Figura 8: Deformación lateral fuera del plano, a) resultados experimentales (Rosso *et al.*, 2016) y b) resultados numéricos usando EFNL (Dashti *et al.*, 2018)

desplazamiento). Tomando estos resultados como punto de partida, se vislumbra como futura materia de investigación la inclusión de factores de corrección para la expresión mostrada en la ecuación (16) que consideren, en principio, modificar la rigidez flexural del muro y la ubicación de la zona de pandeo. Los factores se trabajarán a partir de resultados experimentales disponibles y de modelación usando Elementos Finitos No Lineales.

Conclusiones

En este trabajo se presentó una metodología simple para estimar el espesor mínimo requerido para prevenir el pandeo de un muro esbelto de hormigón armado, bajo la acción de cargas axiales provenientes de demandas de flexo-compresión. La metodología se fundamenta en el uso de la teoría de placas y la aplicación de un método energético, el método de Ritz. El análisis es lineal elástico y trabaja sólo con la zona comprimida del muro, entendiéndose un ancho igual a la profundidad del eje neutro, la cual es cargada con una distribución de fuerzas consistente con la desarrollada en el hormigón. Además, se asume un campo de desplazamiento o deformada límite por pandeo. El resultado es una expresión para determinar la relación límite entre la altura de entrepiso y el espesor del muro (h_w/b_w) como función de la calidad del hormigón, sus propiedades físicas (E , ν), la altura de entrepiso (h_w) y la profundidad el eje neutro (b_w). Los resultados obtenidos son poco conservadores, pero no radicalmente lejanos a los medidos en laboratorio. Las diferencias son, básicamente, la longitud o zona de pandeo del muro y la relación (h_w/b_w) para la cual se produce la inestabilidad. Una segunda etapa de este trabajo se orientará en la búsqueda de factores de ajuste que incluyan la no-linealidad del fenómeno en la expresión propuesta, estos factores estarán asociados a



cuantificar el nivel de agrietamiento del muro y a modificar el campo de desplazamiento lateral $w(x,y)$. La metodología propuesta resulta útil y de fácil aplicación ya que la información que requiere es esencialmente la misma que el diseñador utiliza, por ejemplo, para el cálculo y estimación del confinamiento en muros, reduciéndose a un análisis seccional (diagrama momento-curvatura, estimación de profundidad neutra y deformación unitaria del hormigón).

Referencias

- ACI318 (2014). Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, USA
- Almeida, J., Rosso, A., Beyer, K. and Sritharan, S. (2014). New experimental findings on the stability of thin reinforced concrete walls. *5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, Lisboa, Portugal
- Eurocode 8 (2004). Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
- Dashti, F., Dhakal, P. and Pampanin, S. (2018). Validation of a numerical model for prediction of out-of-plane instability in ductile structural walls under concentric in-plane cyclic loading. *Journal of Structural Engineering* 144(6), 04018039
- DS60 (2011). Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el decreto N°118, de 2010. Decreto Supremo, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Diario Oficial de la República de Chile, N° 40.133, 1-8
- Kam, W.Y., Pampanin, S. and Elwood, K. (2011). Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttelton) earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 44(4), 239–278
- Kent, D.C. and Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division* 97(7), 1969–1990
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* 114(8), 1804–1825
- NZS3101 (2006). Concrete structures standard, part 1: The design of concrete structures. Standards New Zealand, Wellington, New Zealand
- Paulay, T. and Goodsir, W.J. (1985). The ductility of structural walls. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 18(3), 250–269
- Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1993). Stability of ductile structural walls. *Structural Journal* 90(4), 385–392
- Rosso, A., Almeida, J.P. and Beyer, K. (2016). Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 14(2), 455–484
- Sritharan, S., Beyer, K., Henry, R.S., Chai, Y.H., Kowalsky, M. and Bull, D. (2014). Understanding poor seismic performance of concrete walls and design implications. *Earthquake Spectra* 30(1), 307–334
- Ventsel, E. and Krauthammer, T. (2001). *Thin plates and shells. Theory, analysis, and applications*. Marcel Dekker, New York, USA
- Wallace, J.W., Massone, L.M., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüders, C. and Moehle, J. (2012). Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra* 28(S1), 281-299
- Wiegand, W. y Morales, A. (2019). Pandeo elástico en muros esbeltos de hormigón armado. *XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA*, Valdivia, Chile, trabajo N°1487

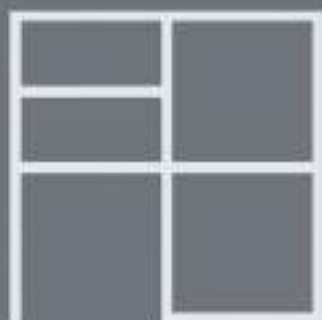
Obras y Proyectos guidelines for authors

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

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

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

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



CASTILLO Y
BONO

Una empresa regional, que por más de 15 años ha estado presente en la infraestructura social y privada de la región y país

SERVICIOS

Movimientos de Tierra, Obras Civiles, Pinturas, Tabiquerías, Cerámicos, Piss Vinílicos, Cielos Modulares, Enfierraduras, Hormigones, Estructuras de Aluminio, Muebles, Impermeabilización, Pavimentos, Cubiertas, Calefacción y Aire Acondicionado, Electricidad y Corrientes Débiles, Estructuras.

Contacto

ARTEAGA ALEMPARTE 8811, HUALPÉN.

TELÉFONOS 41 2957383 41 2938058 CORREO: CONTACTO@CASTILLOYBONO.CL

COLUMNAS DE GRAVA

El nuevo servicio de CONSTRUCTORA LANCUYEN, la empresa líder en servicios geotécnicos del sur de Chile.



CONSTRUCTORA LANCUYEN LTDA.
Cochrane 635 Oficina 1503
Concepción

41-2467741
lancuyen@lancuyen.cl
www.lancuyen.cl





30 años

al servicio de la región y el país

EMPRO

Ensayos de Materiales y Prospecciones

SUELOS - HORMIGONES - ASFALTOS

Ingeniería

Mecánica de Suelos
Fundaciones
Taludes
Mejoramiento de Terreno

Control de Obras Civiles

Densidad In Situ
Hormigones
Asfaltos

Prospección de Suelos

Sondajes Marítimos
Sondajes Terrestres
Calicatas

Laboratorio Acreditado

bajo NCh-ISO 17025 y
registro vigente MINVU

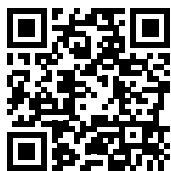
Construcción Edificio de Laboratorios Facultad de Ingeniería UCSC



***Presente en la región en grandes obras
Educativas, Hospitalarias e Industria.***

Bío Bío 12 San Pedro de la Paz - Concepción

Fono 41-3228226 984174632 icas06@gmail.com



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