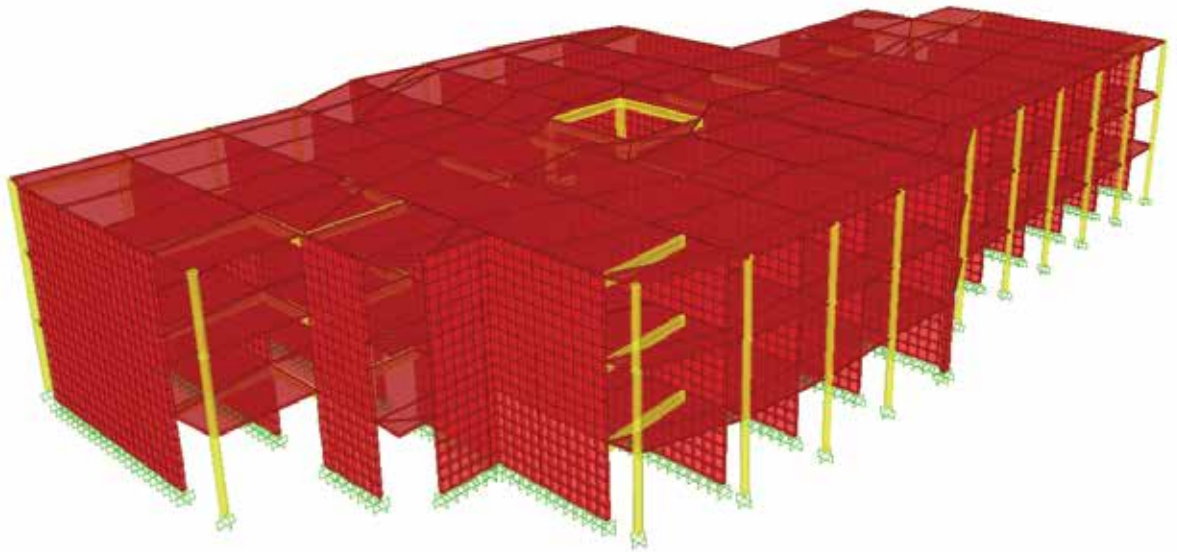


Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil



Medición de resistencia a tempranas edades del hormigón: método que mejor se ajusta para la determinación de tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales de hormigón

[Early age concrete strength measurement: best fit method for the prediction of the minimum vertical concrete elements stripping times](#)

N. Rudeli y A. Santilli

Caracterización de cambios de volumen en hormigones producidos en Cuba y sus aplicaciones

[Characterization of volume changes in concretes produced in Cuba and its applications](#)

R. Ramirez, E. Chagoyén y J. Martirena

Efecto de la variabilidad de la rigidez de un sitio de fundación en el desempeño sísmico

[Effect of the foundation site stiffness variability on the seismic performance](#)

F. Benedetti, F. Zúñiga y A. Opazo

Análisis de la influencia de la profundidad de cimentación en la disminución de asentamientos en losas de fundación combinadas con pilotes

[Analysis of the influence of the foundation depth on the reduction of settlements in piled raft foundations](#)

L. Ibáñez

Reliability-based designs procedure of earth retaining walls in geotechnical engineering

[Procesos para los diseños por confiabilidad de muros de contención en ingeniería geotécnica](#)

J. Vivíescas, J. Osorio and J. Cañon

Evaluación probabilística de licuación en arenas de la ciudad de Piura en Perú

[Probabilistic evaluation of sands liquefaction in Piura city in Peru](#)

D. Campos-Muñoz, A. Ramos-Cañón y L. Prada-Sarmiento

Efectividad de la gestión de los proyectos: una perspectiva constructivista

[Effectiveness of project management: a constructivist perspective](#)

D. Ariza



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION
FACULTAD DE INGENIERIA
Departamento de Ingeniería Civil



Scientific Electronic Library Online



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

LA OFERTA GEOTÉCNICA MÁS COMPLETA en BENEFICIO DE SUS PROYECTOS



Sondajes de exploración
y geotécnicos



Estabilización
de taludes



Fundaciones especiales
y mejoramiento de suelo



Excavaciones
profundas llave
en mano



Excavación de túneles
con método tradicional
o mecanizado (TBM y
micro TBM)



SOLETANCHE BACHY

www.soletanchebachy.cl



CONSTRUCTORA
LANCUYEN

LANCUYÉN ESTÁ PRIMERO.

Cuando su proyecto requiera una entibación, cuente con el soporte y servicio de Constructora Lancuyen.

Somos expertos en geotecnia con más de 15 años de experiencia desarrollando proyectos a lo largo del país.

Es por eso que en toda nueva obra, Lancuyen está primero.





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

Edición 22, Primavera 2017
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, Concepción, Chile

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

Dr. Óscar Link
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Arsenio Negro
Bureau de Projotos e Consultoria Ltda., São Paulo, Brasil
Dr. Giang Nguyen
The University of Adelaide, Australia
Dr. Ricardo Nicolau
Arcadis Geotécnica, Santiago, Chile

Comité editorial

Dr. Giovanni Alvarado
AECOM Pty Ltd, Sydney, Australia
Dr. Rodrigo Cienfuegos
Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
Dra. Luisa Equihua
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México
Dr. Wagner Fleming
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dr. David Muriá
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Efraín Ovando
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Felipe Prada
Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia
Dr. Iván Salazar
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dra. Alejandra Stehr
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Tetsuo Tobita
Universidad de Kioto, Japón
Dr. Ingo Weidlich
HafenCity University, Hamburgo, Alemania
Dr. Torsten Wichtmann
Bauhaus University Weimar, Alemania

Diseño y diagramación

VCR Publicidad
vcrpublicidad@gmail.com
56 9 88823187

Contacto y envío de artículos

Email: oyp@ucsc.cl
Web: www.oyp.ucsc.cl

Avisos comerciales y suscripciones

Adriana Burgos
aburgos@ucsc.cl
56 41 234 58 52
\$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.cl

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

 http://apps.webofknowledge.com

Definición de la Revista

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

Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

Contenidos



- 6** Medición de resistencia a tempranas edades del hormigón: método que mejor se ajusta para la determinación de tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales de hormigón
Early age concrete strength measurement: best fit method for the prediction of the minimum vertical concrete elements stripping times
N. Rudeli y A. Santilli
- 18** Caracterización de cambios de volumen en hormigones producidos en Cuba y sus aplicaciones
Characterization of volume changes in concretes produced in Cuba and its applications
R. Ramirez, E. Chagoyén y J. Martirena
- 31** Efecto de la variabilidad de la rigidez de un sitio de fundación en el desempeño sísmico
Effect of the foundation site stiffness variability on the seismic performance
F. Benedetti, F. Zúñiga y A. Opazo
- 42** Análisis de la influencia de la profundidad de cimentación en la disminución de asentamientos en losas de fundación combinadas con pilotes
Analysis of the influence of the foundation depth on the reduction of settlements in piled raft foundations
L. Ibáñez
- 50** Reliability-based designs procedure of earth retaining walls in geotechnical engineering
Procesos para los diseños por confiabilidad de muros de contención en ingeniería geotécnica
J. Viviescas, J. Osorio and J. Cañon
- 61** Evaluación probabilística de licuación en arenas de la ciudad de Piura en Perú
Probabilistic evaluation of sands liquefaction in Piura city in Peru
D. Campos-Muñoz, A. Ramos-Cañón y L. Prada-Sarmiento
- 75** Efectividad de la gestión de los proyectos: una perspectiva constructivista
Effectiveness of project management: a constructivist perspective
D. Ariza



Medición de resistencia a tempranas edades del hormigón: método que mejor se ajusta para la determinación de tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales de hormigón

Early age concrete strength measurement: best fit method for the prediction of the minimum vertical concrete elements stripping times

Fecha de entrega: 5 de octubre 2016

Fecha de aceptación: 14 de julio 2017

Natalia Rudeli y Adrián Santilli

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Montevideo, Av. Ing. Luis P. Ponce 1307, Montevideo 11300, Uruguay, nrudeli@correo.um.edu.uy, asantilli@um.edu.uy

En este artículo se presenta un estudio profundo de diferentes métodos para medir resistencia del hormigón a tempranas edades. Se busca determinar el instrumento de medición de resistencia que proporcione el mejor ajuste a las curvas de resistencia – maduración con el fin de determinar tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales de hormigón. Fueron estudiados los ensayos de compresión de probetas cilíndricas de dimensiones normales de 15 x 30 cm, compresión de probetas cilíndricas de dimensiones reducidas de 10 x 20 cm, penetrómetro de hormigón y esclerómetro pendular de baja resistencia. Se utilizaron dos dosificaciones diferentes de hormigón y fueron verificados más de 500 puntos de las curvas. Se concluye que la utilización del esclerómetro pendular es recomendado en caso de que el usuario desee desencofrar a resistencias menores que 3 MPa. En caso que se desee desencofrar a resistencias por encima de este valor se recomienda el uso de probetas cilíndricas de dimensiones normales.

Palabras claves: hormigón, desencofrado, maduración, coeficientes de maduración, medición de la resistencia a tempranas edades

This article presents a deep study of different methods for early age concrete strength measurement. The goal is the determination of the measuring instrument/method that best fit the strength-maturity curves in order to determinate minimum vertical concrete stripping times. Compression tests of cylindrical specimens of normal dimensions of 15 x 30 cm as well as of smaller dimensions of 10 x 20 cm were carried out. In addition, concrete sclerometer tests, low resistance sclerometer and penetrometer test were also studied. Two different concrete dosages were used and the experimental data were checked with more than 500 curves points of the maturity curves. It is concluded that the use of pendular sclerometer is recommended when the user wishes stripping with less than 3 MPa of concrete resistance. If it is desired stripping with resistance above this value, it is recommended the use of cylindrical specimens of normal dimensions.

Keywords: concrete, stripping, maturity, maturity index, early age strength measurement

Introducción

Durante el proceso constructivo de cualquier obra de hormigón se emplean estructuras temporales denominadas encofrados, las cuales se utilizan para moldear el hormigón fresco a la forma deseada. La utilización de estas estructuras, en general alquiladas, es uno de los costos más importantes en los que incurren las empresas constructoras a la hora de realizar estructuras de hormigón. Hanna y

Senouci (1997) establecen que el costo del encofrado puede ascender hasta el 60% del costo de una construcción, dato reafirmado recientemente por Kopczynski (2008). Hurd (2005) establece que a la hora de dimensionar un encofrado los tres factores fundamentales son: seguridad, calidad y economía. Por seguridad se entiende que la estructura sea capaz de soportar todos los esfuerzos a los que será

sometida. Se define calidad como la capacidad del encofrado de proporcionar a la estructura el tamaño, forma, posición y terminación deseada, y por último la economía se refiere al ahorro de tiempo y dinero en el período comprendido entre el llenado y el desencofrado. Si un encofrado vertical es retirado tempranamente, la estructura puede sufrir fallos que afecten a la estabilidad y/o funcionalidad de la misma, perjudicando a la seguridad. Por otro lado, una remoción tardía puede originar grandes sobrecostos a las empresas, no sólo por el incremento en el costo del alquiler del encofrado sino porque representa un capital estancado, atrasos en el cronograma de obra y gastos indirectos en este período.

En cuanto a los tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales de hormigón existen diversas normas que predicen su valor. Diferentes autores y normas proponen tiempos mínimos de desencofrado a partir de datos experimentales, pero un estudio realizado por Rudeli *et al.* (2015) arroja como resultado que existen grandes diferencias entre los valores propuestos para los tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales de hormigón. Por ejemplo, en condiciones de igualación IHA 61 (1961) y Páez (1986) proponen tiempos mínimos de desencofrado de 17 días, mientras que Casinello (1974) y EN 206-1 (2001) proponen 2 días. Para estas mismas condiciones Harmsen (2002), ACI 347 (2004) y BS 8110 (1985) proponen medio día, mientras que Harrison (1977) propone 6 días y medio.

Sumado a esto, hoy en día no existe un método universalmente aceptado para determinar los tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales. En general estos tiempos se determinan en forma arbitraria en obra. Una encuesta llevada adelante en Uruguay a más de 100 personas en el área de la construcción (directores de obra, capataces y oficiales) muestra que el 88% de los encuestados dicen no tener una regla o método para determinar los tiempos mínimos de desencofrado, mientras que el 70% de las personas que declaran utilizar un método para determinarlos, dicen que los determinan de modo empírico y según experiencia de obra (Rudeli y Santilli, 2014).

Metodología para desencofrar elementos verticales de hormigón

La metodología para la determinación de tiempos mínimos presentada por Rudeli *et al.* (2015) para hormigones tradicionales y reafirmada posteriormente por Santilli *et al.* (2015) para hormigones autocompactantes se basa en la utilización de coeficientes de maduración. El método de los coeficientes de maduración tiene su origen en estudios realizados por Nurse (1949) y Saul (1951) para métodos de curado acelerado. El método consiste en la determinación de gráficos de maduración para estimar el desarrollo de la resistencia a la compresión y otras propiedades mecánicas del hormigón bajo diferentes condiciones de temperatura. Estos estudios posteriormente fueron estandarizados por la norma ASTM C1074 (2004), la cual recomienda que el coeficiente de maduración sea calculado por medio de:

$$M = \sum_0^t (T - T_0) \Delta t \quad (1)$$

donde M es el valor de maduración a la edad t en $^{\circ}\text{Ch}$, T es la temperatura de curado promedio del hormigón durante el intervalo Δt en $^{\circ}\text{C}$, T_0 es una temperatura de referencia, t es el tiempo en h (horas) y Δt es el periodo de tiempo a la temperatura T en h. Según Brooks *et al.* (2008), T_0 es la temperatura a la cual el cemento deja de reaccionar o la temperatura a la cual el hormigón no adquiere resistencia. Tanto Brooks *et al.* (2008) como Carino *et al.* (1983) consideran un valor de T_0 igual a -10°C . Se puede decir entonces que para una misma dosificación y el mismo coeficiente de maduración, se tendrá la misma resistencia sin importar la combinación de temperatura y tiempo con la que se obtenga. Es decir que para una dosificación dada la curva resistencia – maduración del hormigón es única. Por lo tanto, puede ser considerada un dato del proyecto, ver Figura 1. La metodología propuesta por Rudeli *et al.* (2015) consiste en construir la curva resistencia – maduración mostrada en la Figura 1, mediante ensayos de probetas cilíndricas (ASTM C1074, 2004) y utilizando la expresión (1). Posteriormente, conociendo la resistencia a la que se

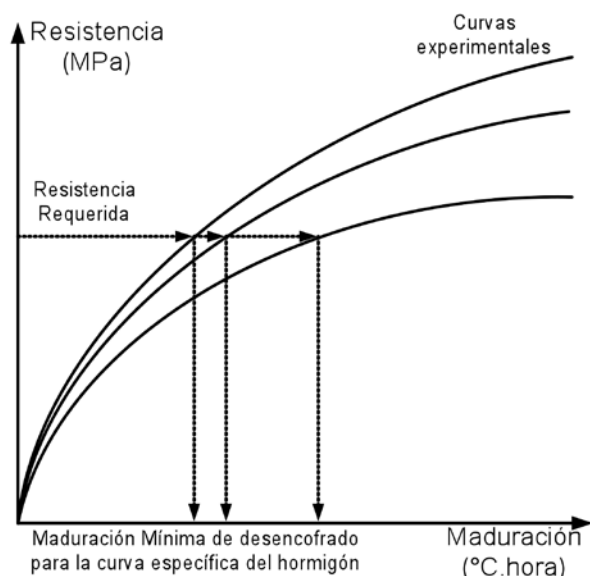


Figura 1: Curva resistencia – maduración

desea desencofrar se determina la maduración mínima para el desencofrado. Por lo que basta con seleccionar la resistencia que se desea alcanzar a la hora de desencofrar para determinar por medio de la curva mencionada la maduración correspondiente. De este modo se puede retirar el encofrado una vez que el hormigón haya alcanzado la resistencia requerida por proyecto. Puede decirse entonces que la mayor limitación de la metodología para determinar tiempos mínimos de desencofrado viene dada por la medición de resistencia in situ a tempranas edades del hormigón. Es por esto que en este artículo se plantea un estudio profundo de la metodología más adecuada para la medición de resistencia a tempranas edades del hormigón, enfocado en la determinación de los tiempos mínimos de desencofrado a tempranas edades.

Métodos para medir resistencia del hormigón

En este apartado se describirán los métodos conocidos en la literatura para la medición de resistencia del hormigón a temprana edad. De este modo mediante una comparativa técnica se podrá decidir los mecanismos para la medición de resistencia del hormigón más convenientes para la realización de la campaña experimental.

Rotura a compresión de especímenes

Existen tres tipos de probetas que en general se

utilizan para determinar la resistencia a la compresión: probetas cilíndricas de 15 x 30 cm, probetas cilíndricas de 10 x 20 cm y probetas cúbicas. En todos los casos el objetivo principal del ensayo es determinar la máxima resistencia a la compresión de un espécimen frente a una carga aplicada axialmente. Es un ensayo universalmente aceptado para ejecutar las pruebas de resistencia mecánica de compresión simple y se encuentra descrito por la EHE 08 (2008), UNE EN 12390 (2003) y NTC 673 (2010), entre otras.

Pull-out o Lok-test

El ensayo *pull-out* o *Lok-test*, está especialmente diseñado para medir la resistencia del hormigón y consiste en medir el máximo esfuerzo necesario para extraer una pieza metálica embebida en una masa de este material. El procedimiento se encuentra normalizado según la norma ASTM C900 (2013). Una de las principales desventajas de este ensayo es que se debe tomar en cuenta la variación de resistencia del hormigón a lo largo de la estructura. Adicionalmente, este ensayo es poco utilizado ya que requiere mano de obra capacitada y buena planificación de los puntos de ensayo (Germann Instruments, germann.org).

Break-off test

El ensayo conocido como *break-off* o de fractura interna, es utilizado frecuentemente para la determinación de la calidad de las estructuras. Consiste en determinar la carga que provoca la flexión de un cilindro de 55 mm de diámetro por 70 mm de longitud ubicado en el hormigón in situ. El ensayo es descrito por Di Maio *et al.* (1996). Según Bazant y Planas (1998) la limitación más importante de este procedimiento es que las curvas de correlación que se obtienen mediante ensayos empíricos dependen de varios factores como por ejemplo las condiciones de curado del hormigón. Por lo que la relación entre el resultado del ensayo y la estimación de las propiedades del material son estimaciones que conllevan grandes variaciones.

Ultrasonido

El método ultrasónico se basa en un fenómeno físico conocido como propagación de ondas en un medio

material, este método se utiliza frecuentemente cuando se desea determinar la uniformidad de un elemento, su espesor o módulo elástico. Sin embargo, el método tiene grandes limitantes cuando el material es heterogéneo ya que las diferentes fases que lo componen tienen diferentes propiedades elásticas relativas a la propagación de las ondas. Este método tiene como principal ventaja el no necesitar una única medida para obtener un valor representativo, es decir, que la dispersión del ensayo es baja (del orden del 2.5%). Este método de control del hormigón con emisión de impulsos generados mecánicamente se basa en que la velocidad de onda a través del hormigón depende de las propiedades elásticas y es casi independiente de la geometría estudiada (UNE 83308, 1986). A pesar de la utilidad de este ensayo, se recomienda la utilización del mismo a partir de los 15 días posteriores del llenado dado que la influencia del contenido de agua inicial puede hacer variar las mediciones. Es por ello que este no se considera un método adecuado para la medición de resistencia a tempranas edades.

Esclerómetro de alta y baja resistencia

El esclerómetro es una herramienta para medir la resistencia a la compresión del hormigón endurecido. Consiste en soltar un martillo metálico que está tensado con un resorte contra la superficie del hormigón, y medir la distancia de rebote. El martillo golpea a la superficie por medio de un percutor y el aparato arroja un número de rebote que puede ser relacionado con la resistencia a la compresión del hormigón. Según la norma ASTM C805/C805M (2013), esta relación depende de la dosificación del hormigón y del aparato utilizado. Existen dos tipos de esclerómetros: de alta resistencia o de baja resistencia. El esclerómetro de alta resistencia es el más utilizado para la medición de resistencias in situ de hormigones de avanzadas edades y comprobaciones de estados edilicios entre otros. ASTM C805/C805M (2013) menciona que cuando el martillo es arrojado, con una determinada energía inicial, e impacta contra la superficie del hormigón, se produce una redistribución de esta energía: una parte es absorbida como fricción dentro del aparato, otra es

liberada como energía de deformación del hormigón y la restante se convierte en energía cinética del martillo. Por lo tanto la distancia de rebote del martillo es una medida de la deformación del hormigón, ya que depende de esta energía de movimiento restituida, la cual está relacionada con la deformación del mismo (y así de su resistencia superficial). Según la misma norma, este tipo de ensayos comienza a arrojar resultados con baja incertidumbre a partir de 15 a 16 días de endurecido el hormigón, es por ello que el martillo de alta resistencia no puede ser utilizado para medir resistencias iniciales del hormigón durante la campaña experimental.

Por otro lado los esclerómetros de baja resistencia o martillos pendulares de Schmidt han sido concebidos para ejecutar ensayos en materiales más blandos que el hormigón endurecido, como puede ser paneles de yeso, hormigón fresco y mortero en las juntas de unión de mampostería. Este martillo mide el rebote pendular y por lo tanto requiere ser cargado al igual que el anterior sobre la superficie. La superficie más grande del punzón permite ensayos de hormigón blando a partir de una resistencia a la compresión de 1 MPa y será ensayado durante la campaña experimental.

Sonda de Windsor

El sistema de sondas HP Windsor® se utiliza para evaluar la resistencia a la compresión del hormigón. El método general de ensayo se lleva a cabo mediante la penetración de la superficie del hormigón con una sonda de acero endurecido con una punta cónica. La prueba de Windsor® ha sido descrita por las normas ASTM C803/C803M (2003). En cuanto a las limitaciones de este método Arni (1973) y Malhorta (1970) indican que los fabricantes no siempre proveen tablas con resultados satisfactorios y debido a esto el ensayo no fue utilizado durante la campaña experimental.

Penetrómetro

La norma ASTM C403/403M (2008) permite determinar la resistencia a la penetración y por lo tanto determinar los efectos del tiempo de fraguado sobre las características de endurecimiento del hormigón. Para



este ensayo se construye un testigo del mortero a medir con aproximadamente 9.5 cm de altura (en un recinto indeformable) y se realizan mediciones continuas en series de 3 (para tomar promedios entre las mismas) cada intervalos de tiempos regulares con el fin de construir una curva de resistencia a la penetración en función del tiempo. A medida que las agujas de mayor diámetro no pueden penetrar en el hormigón se desciende la superficie de contacto y se cambia por una aguja de menor espesor, hasta el punto de no penetración. Este es un ensayo relativamente fácil de realizar y proporciona una idea de endurecimiento del hormigón, es por ello que será utilizado durante el transcurso de la campaña experimental.

Campaña experimental

La campaña experimental llevada a cabo durante esta investigación se basa en la determinación del mejor método para medir resistencia. Se entiende el mejor método como aquel que se adapta mejor a la metodología presentada por Rudeli *et al.* (2015) y que por lo tanto permite predecir con menor error la resistencia del hormigón a tempranas edades y determinar con mayor precisión el tiempo mínimo de desencofrado de elementos verticales de hormigón. Se busca principalmente el método para medir resistencia que genere menores dispersiones en la predicción de resistencias a tempranas edades del hormigón. Es por ello que se diseñó una serie de ensayos abocados a la determinación de la resistencia a tempranas edades utilizando varios de los métodos ya descritos.

Materiales y procedimientos

Métodos para medir resistencia

Durante el transcurso de la campaña experimental se utilizaron 4 metodologías para medir resistencia a tempranas edades: probetas cilíndricas de dimensiones normales, probetas cilíndricas de dimensiones reducidas, esclerómetro de baja resistencia y penetrómetro.

a) La medición de la resistencia a la compresión mediante la utilización de especímenes cilíndricos de 30 x 15 cm (conocido como de dimensiones

normales) es recomendada por la normativa ASTM C1074 (2004), pero atendiendo al aumento teórico de resistencia que se obtiene mediante la utilización de probetas de menores dimensiones, esto debido al mayor confinamiento que sufren las probetas durante la ejecución del ensayo y que tiene como resultado un aumento de la resistencia, en esta campaña experimental se utilizan también probetas cilíndricas de dimensiones reducidas de 10 x 20 cm.

b) A pesar que el uso del esclerómetro de alta resistencia no está recomendado para mediciones a tempranas edades (ASTM C805/C805M, 2013), el uso de esclerómetros de baja resistencia o esclerómetro de péndulo para la medición indirecta de resistencia a la compresión es altamente recomendado y será testeado junto a los demás métodos para medir resistencia a tempranas edades.

c) El ensayo por penetración permite tener una idea del proceso que vive el hormigón mientras endurece y que su utilización también es recomendable.

Durante el transcurso de la campaña experimental se comparará el desempeño de cada uno de estos instrumentos y/o métodos de medición de resistencias a tempranas edades del hormigón para determinar el más apropiado para ser utilizado en referencia al método de coeficientes de maduración.

Método para medir madurez

Para la obtención de los valores de maduración, durante este programa experimental se utilizó un cable de termopar tipo K como se muestra en la Figura 2. Los datos de temperatura se registraron en intervalos de tiempo iguales de 5 min y fueron transformados a valores de maduración utilizando (1) y considerando $T_0 = 0$ según ASTM C1074 (2004).

Materiales

Para este programa experimental se seleccionaron dos dosificaciones D1 y D2 que se muestran en la Tabla 1. El cemento utilizado es cemento Portland de resistencia normal de 40 MPa a los 28 días (CEMI 42.5 N según EN 197-1, 2006). El módulo granulométrico del agregado grueso (compuesta por los agregados de

3 mm < Φ ≤ 12 mm y 0.425 mm < Φ ≤ 4.75 mm) es 5.54, mientras que el módulo granulométrico del agregado fino es 2.90.



Figura 2: Probetas cilíndricas de dimensiones normales con cables termopares

Tabla 1: Dosificaciones de hormigón para el programa experimental

Componente	Peso por 1000 kg (D1)	Peso por 1000 kg (D2)
Agregado grueso, 3 < Φ ≤ 12 mm	220.5	209.6
Agregado grueso, 0.425 < Φ ≤ 4.75 mm	220.5	209.6
Agregado fino, Φ ≤ 3 mm	336.0	331.1
CPN40 cemento Portland	146.7	134.8
Agua	76.2	114.7

Procedimientos

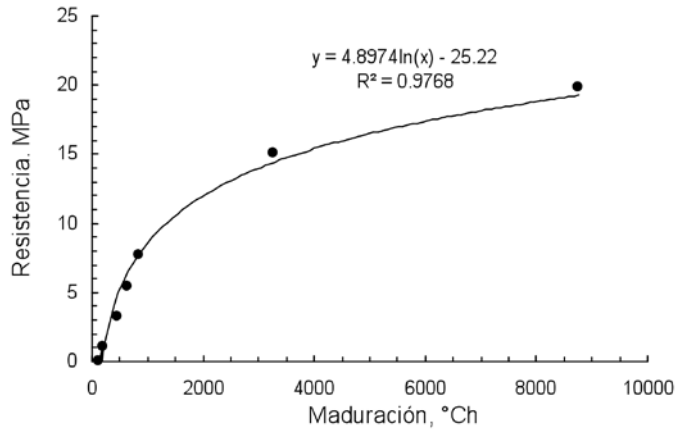
Este programa experimental tiene como objetivo principal la determinación de la mejor metodología para la medición de resistencias a tempranas edades. La norma ASTM C1074 (2004) recomienda la utilización de probetas cilíndricas para la construcción de la curva resistencia – maduración. A pesar de ello, los rangos de resistencias con las que se trabaja en esta curva son

mayores a los que Rudeli *et al.* (2015) recomiendan para el desencofrado de elementos verticales de hormigón. Es por ello que en esta sección se compararán varios métodos para determinar cual es más eficiente a la hora de construir la curva resistencia – maduración, trabajando a tempranas edades de desencofrado. Para cada método seleccionado fueron obtenidas las curvas de resistencia-maduración mediante la medición en intervalos regulares de resistencia. Posteriormente, siguiendo el mismo procedimiento utilizado para la construcción de las curvas de caracterización, para cada una de las dosificaciones y métodos de medir resistencia se determinaron puntos adicionales, al menos 15 puntos adicionales para cada una de las mezclas y métodos de medir resistencia. Estos puntos adicionales fueron utilizados para establecer la precisión con la cual la curva de caracterización predice resistencias a tempranas edades. Para la maduración de cada punto de verificación, fue obtenida la resistencia teórica (utilizando la curva de caracterización de la mezcla) y esta resistencia teórica fue comparada con la resistencia real obtenida.

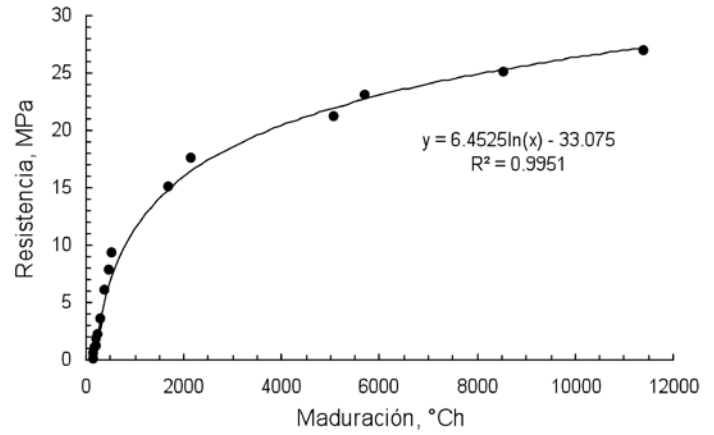
Posteriormente se determinó la desviación estándar de los puntos de verificación de la curva de caracterización. De este modo la metodología para medir resistencia que tenga menor desviación de la curva de caracterización será la metodología que proporciona menor error a la hora de medir resistencia y por lo tanto la recomendada para la medición de la misma a tempranas edades.

Resultados y análisis

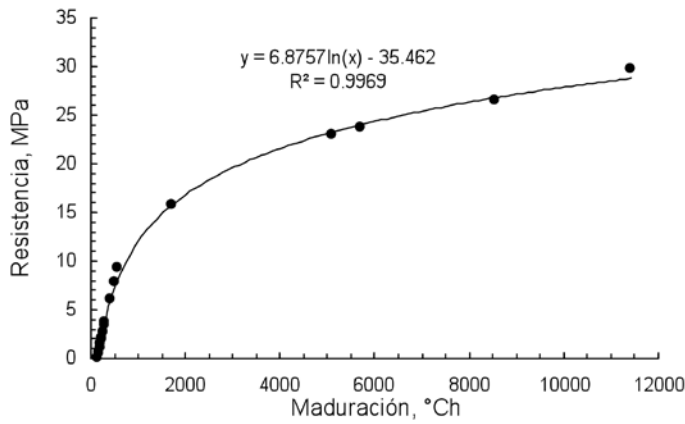
Las curvas de caracterización para ambas dosificaciones y los cuatro métodos para medir resistencia se muestran en las Figuras 3 y 4. En el caso de penetrómetro y esclerómetro, debido a la gran dispersión de los valores a edades tardías se presentan dos comparativas de los valores experimentales: uno que incluye la curva completa y otro en la que se tiene en cuenta únicamente el tramo inicial de la curva, en donde las dispersiones de los resultados son menores. Se obtiene entonces dos dispersiones, una para el ajuste de la curva cuando se trabaja a edades bajas del hormigón y otro ajuste de la curva cuando se trabaja con la curva completa.



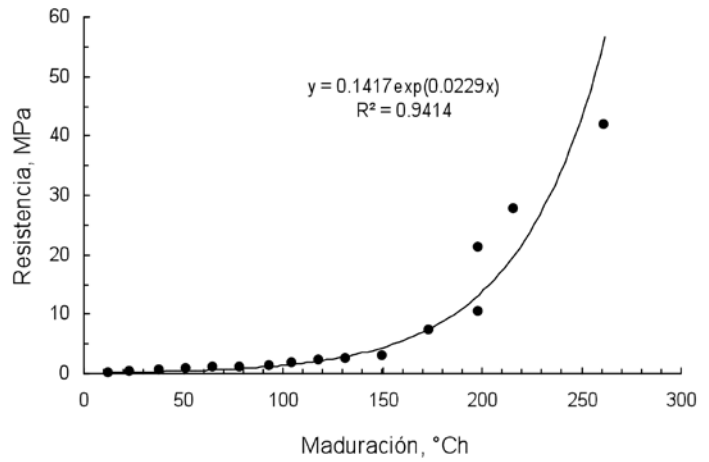
(a) D1, 15 x 30 cm



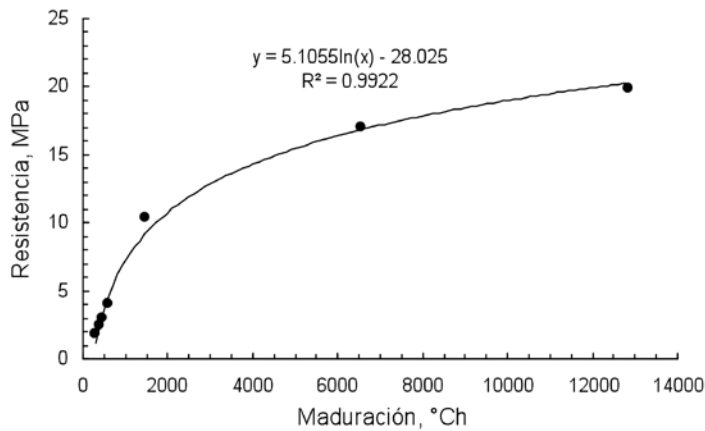
(d) D2, 10 x 20 cm



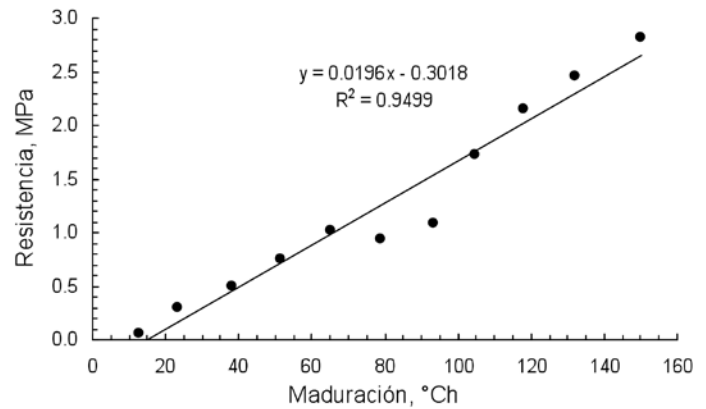
(b) D2, 15 x 30 cm



(e) Curva completa D1, penetrómetro



(c) D1, 10 x 20 cm



(f) Curva completa D1, esclerómetro

Figura 3: Curvas de caracterización

Esta resistencia teórica fue comparada con la resistencia real obtenida mediante la nueva medición y determinado el error con el cual la curva de caracterización original predijo la resistencia que se midió a cada maduración. Por ejemplo, para una probeta cilíndrica de dimensiones normales trabajando con la dosificación D1, la curva de caracterización viene dada por la ecuación: Resistencia = $4.8974 \ln(\text{Maduración}) - 25.22$ (Figura 3a).

Uno de los valores de verificación obtenidos para una probeta cilíndrica de dimensiones normales es de 7.96 MPa a una maduración de 859 °Ch. La maduración de este nuevo punto fue tomada y determinada entonces la resistencia teórica que la curva de caracterización predice, en este caso la resistencia teórica es de 7.87 MPa. Fue entonces obtenido el valor de desviación estándar y el error de la medición mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$\text{Error}(\%) = \frac{\text{Resistencia teórica} - \text{Resistencia real}}{\text{Resistencia real}} \times 100 \quad (2)$$

En este caso la desviación del valor puntual es de 0.11 MPa² y el error porcentual es de 4.15%. El promedio de las desviaciones de todos los valores es considerado la desviación estándar de la metodología de la curva de caracterización y da una idea del ajuste de los valores experimentales a la curva. Adicionalmente fue determinado el error porcentual expresado según (2).

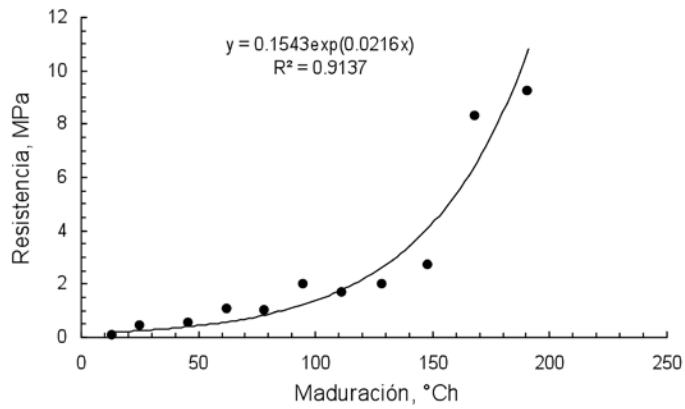
Esta metodología fue repetida para cada una de las dosificaciones y para cada uno de los métodos para medir resistencia a tempranas edades. En la Tabla 2 se presenta un resumen de los valores obtenidos. Se puede concluir que en cuanto a las probetas cilíndricas, las probetas de dimensiones reducidas presentan el doble de dispersión que las probetas de dimensiones normales. Es por ello que si se ha de optar por la medición de resistencia mediante compresión de testigos cilíndricos el método más confiable, en lo que se refiere a la metodología para determinar tiempos mínimos de desencofrado, es mediante probetas de dimensiones normales.

Tabla 2: Resumen de dispersiones de metodologías para medir resistencia

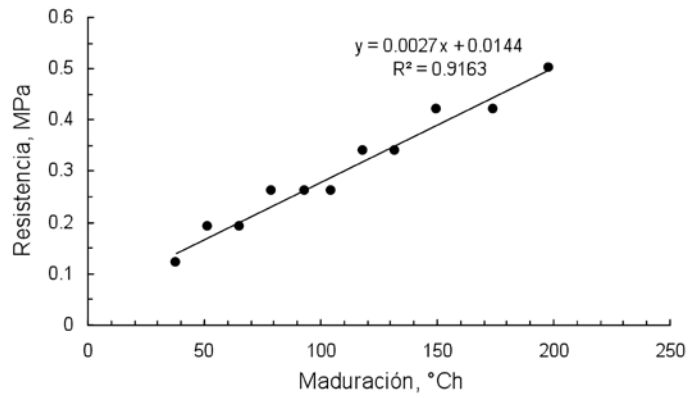
	Desviación, MPa ²		Error, %		N° de datos	
	D1	D2	D1	D2	D1	D2
Probetas de dimensiones normales	0.33	0.29	14.3	12.2	19	14
Probetas de dimensiones reducidas	0.65	0.62	30.6	33.2	17	10
Penetrómetro con curva completa	40	41	68.7	73.9	42	45
Penetrómetro hasta 3 MPa	0.24	0.21	20.3	19.4	28	32
Esclerómetro con curva completa	0.64	0.65	45.0	38.9	85	87
Esclerómetro hasta 3 MPa	0.11	0.10	9.1	8.3	76	72

En lo que se refiere al uso de penetrómetro, claramente hay dos zonas definidas: la porción inicial en la que se destaca una menor dispersión, y el uso de la curva completa hasta el punto de no penetración, la cual proporciona una dispersión mucho mayor. En el caso del esclerómetro se produce una situación similar en donde la utilización de la curva completa arroja desviaciones excesivas a edades tardías. En la porción inicial de la curva (hasta 3 MPa) existe menor dispersión de los resultados, pero a partir de 3 MPa las desviaciones que se obtienen a través del uso de esclerómetro de baja resistencia comienzan a ser significativas.

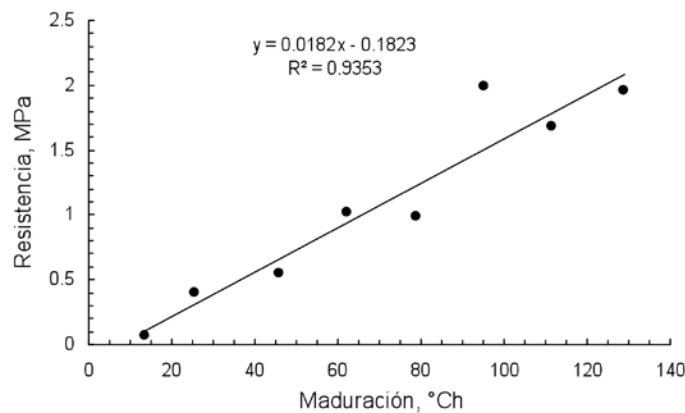
En base a los resultados obtenidos, se puede afirmar que el uso del esclerómetro hasta 3 MPa presenta menores dispersiones que las otras metodologías para medir resistencia. De hecho, presenta en promedio 3 veces menos desviación que las probetas cilíndricas de dimensiones normales y 2 veces menos dispersión que el uso del penetrómetro. Teniendo esto en cuenta y las resistencias mínimas de desencofrado que proponen las normas y autores (2 MPa la menor de ellas), se puede decir que es recomendado entonces el uso del esclerómetro de baja resistencia, pero si el usuario de la metodología desea desencofrar a resistencias mayores a 3 MPa se recomienda entonces el uso de probetas cilíndricas de dimensiones normales.



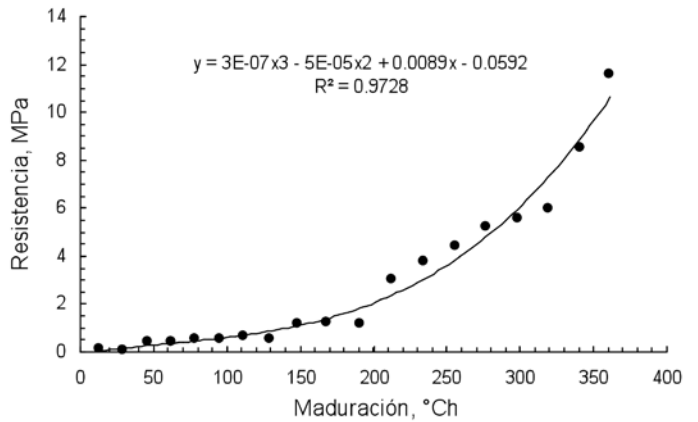
(a) Curva completa D2, penetrómetro



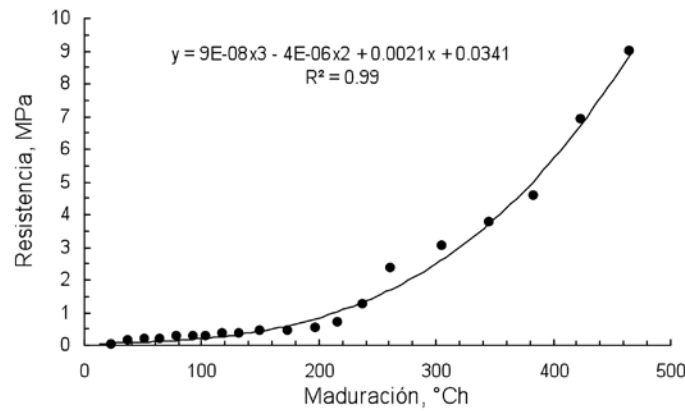
(d) Curva inicial D1, esclerómetro



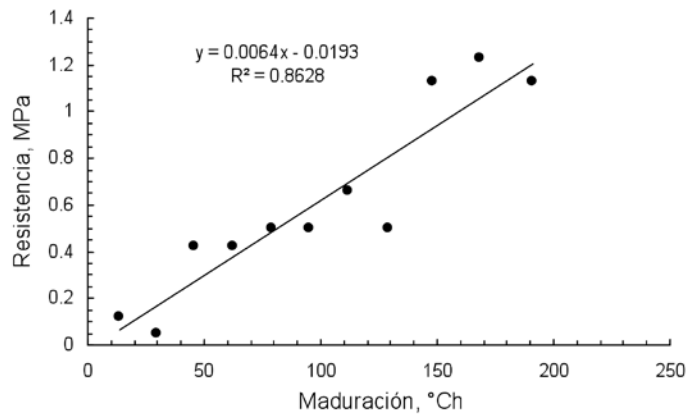
(b) Curva inicial D2, penetrómetro



(e) Curva completa D2, esclerómetro



(c) Curva completa D1, esclerómetro



(f) Curva inicial D2, esclerómetro

Figura 4: Curvas de caracterización

Conclusión

En este artículo se busca determinar el mejor instrumento para medir resistencias a tempranas edades que se ajuste a la metodología para determinar tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales de hormigón. Luego de un estudio realizado para dos dosificaciones diferentes de hormigón vibrado, para cuatro métodos de medición de resistencia y verificaciones llevadas a cabo en más de 500 puntos, se puede concluir que si el usuario de la metodología para determinar tiempos mínimos de desencofrado desea desencofrar a resistencias menores que 3 MPa entonces es recomendado el uso de esclerómetro de baja resistencia para la construcción de las curvas de caracterización, mientras que si se desea desencofrar a resistencias mayores por razones de seguridad u otras que pudiesen tener que ver con el proyecto, es recomendable la utilización de probetas cilíndricas de dimensiones normales de 15 x 30 cm.

Referencias

ACI 347 (2004). *Guide to formwork for concrete*. American Concrete Institute, Farmington Hills, USA

Arni, H.T. (1972). *Impact and penetration tests of portland cement concrete*. Federal Highway Administration Report No FHWA-RD-73-5.

ASTM C403/C 403M (2008). *Standard test method for time of setting of concrete mixtures by penetration resistance*. American Society for Testing and Materials. West Conshohocken, USA

ASTM C803/C803M (2003). *Standard test method for penetration resistance of hardened concrete*. American Society for Testing and Materials. West Conshohocken, USA

ASTM C805/C805M (2013). *Standard test method for rebound number of hardened concrete*. American Society for Testing and Materials. West Conshohocken, USA

ASTM C900 (2013). *Standard test method for pullout strength of hardened concrete*. American Society for Testing and Materials. West Conshohocken, USA

ASTM C1074 (2004). *Standard practice for estimating concrete strength by the maturity method*. American Society for Testing

and Materials. West Conshohocken, USA

Bazant, Z.P. and Planas, J. (1998). *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*. CRC press

Brooks, A., Schindler, A. and Barnes, R. (2008). Maturity method evaluated for various cementitious materials. *Journal of Materials in Civil Engineering* 19, 1017–1025

BS 8110 (1985). *Structural use of concrete. Part 2: Code of practice for special circumstances*. British Standards Institution, Milton Keynes, UK

Carino, N.J., Lew, H.S. and Volz, C.K. (1983). Early age temperature effects on concrete strength prediction by the maturity method. *Journal of the American Concrete Institute* 80(2), 93-101

Casinello, F. (1974). *Construcción: hormigonería*. Rueda, Madrid

Di Maio, A., Giaccio, G. and Zerbino, R. (1996). Break-off test for high-strength concrete. *Cement Concrete and Aggregate* 18(1), 15-18

EHE-08 (2008). *Instrucción de hormigón estructural*. Gobierno de España, Ministerio de Fomento

EN 206-1 (2001). *Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity*. Concrete and related products technical committee. European Standard

EN 197-1 (2006). *Composition, specifications and conformity criteria for common cements*. European Standard

Hanna, A.S. and Senouci, A.B. (1997). Material cost minimization of concrete wall forms. *Building and Environment* 32(1), 57 – 67

Harrison, T. (1977). *Tables of minimum striking times for soffit and vertical formwork*. CIRIA Report 67

Harmsen, T. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Fondo Editorial PUC del Perú, tercera edición

Hurd, M.K. (2005). *Formwork for concrete*. American Concrete Institute, Farmington Hills

IHA 61 (1961). *Instrucción H.A. 61. Especial para estructuras de hormigón armado*. Normas y manuales del Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento, Madrid

Kopczynski, C. (2008). Formwork efficiencies. *Concrete International* 30(6), 41 – 43



Malhorta, V.M. (1970). Preliminary evaluation of Windsor probe equipment for estimating the compressive strength of concrete. Mines Branch Investigation Report IR 71-1, Department of Energy, Mines and Resources, Ottawa

NTC 673 (2010). Concretos: ensayo de resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de concreto. Norma Técnica Colombiana.

Nurse, R.W. (1949). Steam curing of concrete. *Magazine of Concrete Research* **1**(2), 79–88

Páez, A. (1986). *Hormigón Armado*. Editorial Reverte

Rudeli, N., Santilli, A. and Arrambide, F. (2015). Striking of vertical concrete elements: An analysis using the maturity method. *Engineering Structures* **95**, 40–48

Rudeli, N. y Santilli, A. (2014). Tiempos de desencofrado de elementos verticales de hormigón armado: Método a través de coeficientes de maduración y encuesta en Uruguay. Memorias de Trabajos de Difusión Científica y Técnica.

Santilli, A., Texeira, S. and Puente, I. (2015). Influence of temperature and concrete reinforcement on vertical formwork design. *Construction and Building Materials* **88**, 188-195

Saul, A.G. (1951). Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure. *Magazine of Concrete Research* **2**(6), 127–140

UNE EN 12390 (2003). Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas. AENOR España

UNE 83308 (1986). Ensayos de hormigón: determinación de la velocidad de propagación de los impulsos ultrasónicos. AENOR España

Soluciones Geotécnicas

Obras civiles y
Movimiento de tierras



SOENCO
SOLUCIONES GEOTÉCNICAS



Montaje
Industrial

info@soenco.cl
www.soenco.cl

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



Caracterización de cambios de volumen en hormigones producidos en Cuba y sus aplicaciones

Characterization of volume changes in concretes produced in Cuba and its applications

Fecha de entrega: 4 de diciembre 2016

Fecha de aceptación: 15 de noviembre 2017

Rafael Ramirez¹, Ernesto Chagoyén² y José Fernando Martirena³

¹ Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas, Oficina de Consultoría y Diseño, Calle 100, No. 9107, Entre Vento y 16, Boyeros, La Habana, Cuba, rafael@enia.co.cu

² Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Construcciones, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, Carretera a Camajuani, km 5 ½, Santa Clara, Villa Clara, Cuba, chagoyen@uclv.edu.cu

³ Centro de Investigación de las Estructuras y los Materiales de Construcción CIDEM, Facultad de Construcciones, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, Carretera a Camajuani, km 5 ½, Santa Clara, Villa Clara, Cuba, fmartirena@ecosur.org, f.martirena@enet.cu

La retracción por secado es un fenómeno interno en el hormigón, que puede generar esfuerzos de tracción en los elementos constructivos constituidos por este material y, por tanto, agrietarse. El artículo trata de la caracterización de este fenómeno en obras constructivas del cayerío norte de Cuba. El protocolo de investigación concebido incluye: la caracterización de grietas existentes en edificios, el estudio de materiales, la obtención experimental de valores de deformaciones de retracción, la comparación de valores de deformación obtenidos experimentalmente con los proporcionados por modelos de predicción de retracción en el tiempo y su uso en modelos estructurales de los edificios en estudio, para predecir los efectos estructurales de tales deformaciones. Los resultados obtenidos permiten concluir que las grietas en los edificios estudiados, pueden comprometer severamente la durabilidad de las obras. La comparación de los resultados con los proporcionados por los modelos teóricos estudiados permite asegurar que ninguno de ellos es capaz de reproducir adecuadamente el comportamiento de las deformaciones obtenidas durante las mediciones experimentales, mostrando la importancia de determinar experimentalmente los valores de las deformaciones por retracción. Aunque, el modelado del efecto de la retracción en las estructuras muestra esfuerzos de tracción superiores a los que el hormigón puede resistir, los patrones de fisuras determinados por el modelado coinciden con los reales que se reportan en los edificios estudiados.

Palabras clave: hormigón, retracción, fisuración, modelación, análisis no lineal por etapas de construcción

Drying shrinkage is an inner phenomenon in concrete, which can generate tensile stresses in constructive elements constituted by this material and hence cracking. This paper deals with the characterization of this phenomenon in constructive works of the northern keys of Cuba. Research protocol conceived includes: characterization of existing cracks in buildings, study of materials, the experimental determination of the values of shrinkage deformations, comparison of the experimental values of deformation obtained with those provided by models of shrinkage prediction versus time, and their use in structural models of the buildings under study, to predict the structural effects of such deformations. Obtained results allow the conclusion that cracks in the studied buildings, can severely compromise the durability of the works. Comparison of the results with those provided by the theoretical models studied, lead to ensure that none of them is able to adequately reproduce the behaviour of the deformations obtained during the experimental process, showing the importance of the experimental determination of shrinkage deformation values. Although, the modelling of the effect of the shrinkage in structures shows tensile stresses surpassing those that concrete can resist, crack patterns determined by modelling coincide with the real ones that are reported in the studied buildings.

Keywords: concrete, shrinkage, cracking, modelling, nonlinear staged construction analysis

Introducción

En Cuba existe un gran número de edificaciones de hormigón armado afectadas por las diferentes manifestaciones del fenómeno de la retracción. Estas afectan severamente la durabilidad y confort de las obras (ACI, 1993), lo cual constituye un gran problema económico y social debido a que los daños ocasionados representan severas inversiones por conceptos de reparación para las edificaciones afectadas. La fisuración del hormigón en las edificaciones ha sido en la historia de la construcción un gran problema (Álvarez, 2003). Este fenómeno en el hormigón puede surgir por diferentes causas (Weiss *et al.*, 1998), siendo las principales: los esfuerzos aplicados, la mala calidad del cemento, la reacción del álcali con agregados, el ataque por sulfatos, la corrosión del refuerzo, el congelamiento, la restricción o contracción no uniforme, cambios de volumen derivados de la propia naturaleza del hormigón o por variaciones de las condiciones ambientales. De ahí la importancia de desarrollar una investigación, que permita la evaluación de los hormigones producidos en Cuba ante el cambio de volumen para diferentes condiciones de explotación, a través de la caracterización de los materiales componentes y de las propiedades en estado endurecido de los hormigones. Del mismo modo, es necesaria la evaluación del estado real de fisuración de las estructuras construidas con los materiales y mezclas evaluados.

La presente investigación está orientada hacia el estudio de la fisuración y/o agrietamiento del hormigón producido por el cambio de volumen derivado de la retracción del hormigón. Para cumplir este objetivo se realizarán mediciones de los valores de encogimiento generados en diferentes muestras de hormigón en condiciones de libre apoyo, tal como se plantea en ASTM C157 (2006).

La retracción ocurre debido a que la desecación en el hormigón es mayor en las partes exteriores que en las interiores, generándose en los elementos, tensiones internas de tracción a causa de dicho gradiente de humedad, lo que conduce a la formación de fisuras en la masa del hormigón, particularmente en la interface árido-pasta (Chen *et al.*, 2013). La misma es afectada

por numerosos factores, entre los más influyentes se encuentran: edad del hormigón, grado de exposición de la pieza, espesor de la pieza, cuantía y disposición de las armaduras, humedad del ambiente de curado, naturaleza de los áridos, contenido de áridos, contenido de agua, contenido de cemento, relación a/c de la mezcla, proporción árido/cemento y curado (Sant, 2009). El incremento en la ocurrencia de agrietamiento en los elementos de hormigón debido a los cambios de volumen, ha provocado el desarrollo de innovadores métodos para mitigar este proceso (ACI, 2008). Para ello existen diferentes métodos como el curado interno, el uso de cementos expansivos y los aditivos reductores de la retracción SRAs. También pueden adoptarse medidas estructurales como las juntas.

La aplicación de los resultados de los valores de encogimiento obtenidos a los sistemas de generación del comportamiento de los materiales en modelos de estructuras que se fisuran, permite determinar las causas del surgimiento de los patrones de agrietamiento existentes en las edificaciones, así como permite valorar estructuralmente los métodos a aplicar, para lograr su erradicación o mitigación (Díaz, 2012). No obstante, debido a la importancia del tema y la imperiosa necesidad de eliminar los efectos indeseados de la retracción, se estudian de manera continua y creciente diferentes variantes de formas de combatir este fenómeno, de manera tal que se logre la obtención de soluciones más económicas. En consecuencia con lo anteriormente planteado, en el presente trabajo se evalúa el posible efecto reductor de la retracción que ofrecen las puzolanas activas, específicamente, las Tobas Zeolíticas de la cantera de Tasajeras, las cuales desde el punto de vista de la economía nacional representan una solución factible para la problemática planteada.

Modelos que consideran la retracción

Existen varios tipos de deformaciones por cambio de volumen, las cuales se resumen en la Tabla 1. Sin embargo, durante el análisis de su efecto en estructuras de hormigón, solo dos tipos de retracción se toman en cuenta: la retracción por secado y la retracción autógena (Gribniak *et al.*, 2008).



Tabla 1: Tipos de deformaciones por retracción

Plástica	Autógena	Por carbonatación	Por secado
Pérdida de humedad del hormigón fresco	Retracción temprana causada por pérdida de agua debida a la capilaridad de los poros durante las reacciones de hidratación del cemento, sin pérdida de agua hacia el medio circundante	Causada por la reacción química de varios productos de la hidratación del cemento con el dióxido de carbono presente en el aire	Debida al secado del homigón endurecido por difusión del agua hacia el medio circundante, resultando en desarrollo de esfuerzos de tensión

La relación entre la retracción autógena y la retracción por secado se muestra en la Figura 1, donde se destaca la superioridad de los efectos de la retracción por secado sobre la retracción autógena, sobre todo en hormigones normales como los mayoritariamente producidos en Cuba. En el caso del hormigón normal, no habría mayores dificultades si el problema se aborda sin distinguir entre una y otra retracción, porque en este, la retracción autógena varía entre 20 y 110 μs (micro strains, 0.002 a 0.011%), lo cual es sólo el 10 a 20% de la retracción a largo plazo, es decir, retracción total (Silliman y Newton, 2006). Consecuentemente, la retracción autógena fue despreciada durante muchos años.

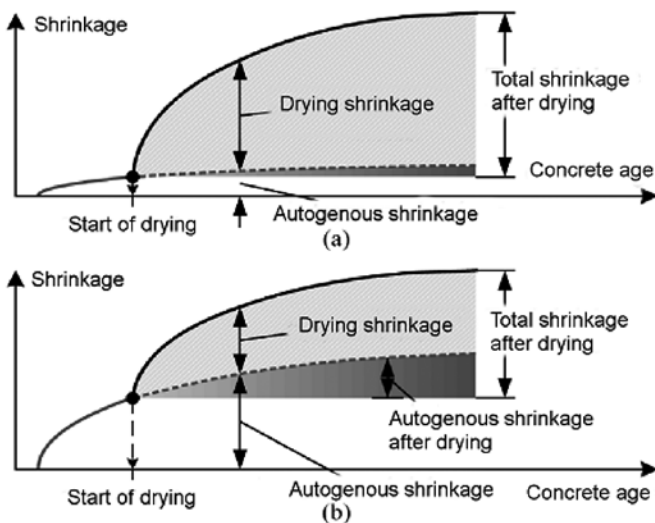


Figura 1: a) Componentes de la retracción en hormigón normal y b) de alta resistencia (Sakata y Shimomura, 2004)

El método de predicción general de las deformaciones

por retracción ϵ_{sh} de Branson (1977) ofrece una ecuación estándar y sencilla para hormigones de 10 cm de asentamiento, 40% de humedad relativa y un espesor mínimo de los miembros estudiados de 15 cm, luego de siete días de curado húmedo, representada como sigue (Branson, 1977; Wang y Salmon, 2002):

$$\epsilon_{sh} = \left(\frac{t}{35 + t} \right) \epsilon_{shu} \quad (1)$$

Siendo t el tiempo medido en días luego del curado húmedo y ϵ_{shu} es la deformación última por retracción, valor para el cual Branson sugiere usar 800 $\mu m/m$ para las condiciones promedio, reconociendo que varía en un intervalo desde 450 a 1000 $\mu m/m$ (0.045 a 0.1%). También ofrece factores de correlación con la humedad relativa HR.

El modelo de CEB-FIP (1993) para la retracción resulta válido para hormigón con grado hasta C80 de densidad normal, y expuesto a una humedad relativa media en el intervalo de 40 a 100%. En el momento cuando el código fue preparado, la información disponible sobre hormigones con una resistencia característica superior a 50 MPa era muy limitada y por lo tanto los modelos deben usarse con precaución en ese intervalo de resistencias. La deformación por retracción ϵ_{sc} se calcula como:

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cs0} \beta_s (t - t_s) \quad (2)$$

donde ϵ_{cs0} es el coeficiente de retracción nominal, β_s es la función de tiempo que describe la evolución de la retracción con el tiempo y t_s es la edad del hormigón cuando comienza el secado, en días. El coeficiente de retracción nominal ϵ_{cs0} puede estimarse de:

$$\epsilon_{cs0}(t, t_s) = \epsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH} \quad (3)$$

donde

$$\epsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - 0.1f_{cm})] \cdot 10^{-6} \quad (4)$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right], & \text{si } RH < \beta_{s1} \cdot 99\% \\ 0.25, & \text{si } RH \geq \beta_{s1} \cdot 99\% \end{cases}$$

donde β_{sc} es un coeficiente que depende del tipo de cemento, 4 para cementos que endurecen lentamente, 5 para cemento normal y rápido endurecimiento y 8 para cemento de alta resistencia de endurecimiento rápido. El factor β_{s1} fue asumido igual a 1.0. RH en (4) no debería ser inferior al 40%. El desarrollo de la retracción con el tiempo se da por:

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{t-t_s}{0.035h_0^2 + t-t_s}} \quad (5)$$

El modelo CEB-FIP (1993), utilizado en la modelación de la presente investigación, está implementado en SAP2000 (2016), software a utilizar en este trabajo. Para tener un criterio cuantitativo de la influencia de las magnitudes que se presentan en las expresiones anteriores que evalúan el desarrollo de las deformaciones de retracción en el tiempo, se realizó un análisis comparativo de las magnitudes de deformación brindadas por estos modelos para casos similares de comparación. Los mismos son: una columna de 15 x 50 cm, un muro de espesor 15 cm y longitud infinita y uno de los muros del caso de estudio que se presenta en epígrafes posteriores. De acuerdo con el modelo, el parámetro de dimensión nominal juega un papel esencial en el desarrollo de las deformaciones por retracción en el tiempo a edades tempranas como se muestra en la Figura 2, siendo mayores a medida que la sección es más cercana a la forma cuadrada, aunque el valor a largo plazo es prácticamente el mismo. Por otra parte, se observa que los valores predichos por Branson, concuerdan aceptablemente en orden de magnitud con los que plantea el modelo del CEB-FIP (1993).

Los valores de retracción se mueven entre límites que oscilan entre 350 y 800 μs , luego de evaluar la influencia de varios parámetros, considerando una humedad relativa $HR = 65\%$, la cual puede ser una condición severa y frecuente en la época de seca de Cuba. En la época de lluvias en que pueden darse humedades relativas sostenidas de $RH = 90\%$, estos valores bajan y oscilan entre 120 μs y 300 μs , según los modelos recogidos.

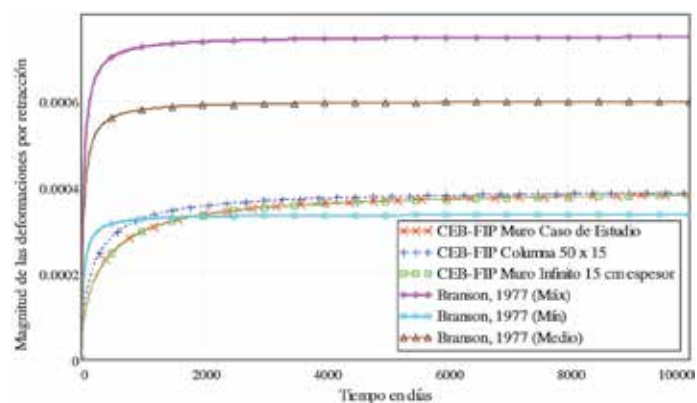


Figura 2: Desarrollo de la retracción en el tiempo según diferentes modelos teóricos, mostrando la influencia de la dimensión nominal

Programa experimental

La presente investigación utiliza como caso de estudio obras constructivas destinadas al turismo, ubicadas en el cayorío norte de Cuba, sometidas a un ambiente agresivo, caracterizado por la presencia marcada del aerosol marino con altas concentraciones de iones cloruros. Por lo que se presume que la fisuración como consecuencia de los procesos corrosivos de las armaduras de refuerzo afectará su durabilidad. Son edificaciones de tres niveles constituidos por muros y losas continuas de hormigón armado.

En el trabajo se realiza una caracterización detallada del proceso de fisuración sufrido por estas estructuras a causa de la retracción. También se caracteriza el proceso tecnológico de preparación, colocación y curado del hormigón en las obras. Se obtienen los valores de retracción unitaria para condiciones de apoyo no restringidas en diferentes mezclas de hormigón, que simulan las condiciones reales del hormigón en la obra y la inclusión de diferentes concentraciones de materiales que tienden a mejorar la estructura de poros del hormigón. Finalmente se realiza la modelación del proceso de retracción del hormigón en diferentes modelos matemáticos establecidos en las normativas internacionales y se comparan con los valores reales obtenidos en el proceso investigativo y por último se modela el efecto de los cambios de volumen en el tiempo, empleando el modelo CEB-FIP (1993) para la retracción y el análisis no lineal por etapas de construcción de SAP



2000. Empleando el criterio de Mohr-Coulomb, se determina el primer patrón de grietas, que revela una coincidencia aceptable con los patrones existentes en los edificios

Materiales utilizados

Para la confección de las muestras se emplean los mismos materiales empleados en las obras donde se ejecutan los edificios objeto de estudio. Las características principales de los áridos utilizados se muestran en las Tablas 2 y 3.

Árido fino y grueso

Las propiedades de los áridos influyen de forma considerable en las propiedades del hormigón con ellos fabricados. Estos provienen de la cantera Mariano Pérez “El Purio”, ubicada en la provincia Villa Clara.

Tabla 2: Características de los áridos finos utilizados de la cantera Purio

Propiedad árido	fino	grueso
Densidad corriente, g/cm ³	2.63	2.53
Densidad saturada, g/cm ³	2.64	2.58
Densidad aparente, g/cm ³	2.72	2.66
Densidad suelta, kg/m ³	1536	1404
Densidad compactada, kg/m ³	1698	1508
Absorción, %	1.24	2
Material más fino que el T. 200 %	0	6.1*
Terrones de arcilla, %	0.15	0.1
Porcentaje de huecos, %	36.3	39.2
Tamaño máximo, mm	9.52	19.1

* Partículas planas y alargadas, %

Arena sílice

Esta proviene de la cantera ubicada en Trinidad, provincia de Sancti Spíritus.

Cemento Portland

Tabla 5: Composición mineralógica del cemento de la fábrica Karl Marx

Óxidos, % peso	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	otros	LOI	total	Alcalis, % (Na ₂ O) eq
		22.03	4.85	3.23	60.58	1.65	3	0.3	0.62	0.25	0.17	3.31	

El cemento utilizado en la fabricación de las mezclas de hormigón fue Portland 350 sin adiciones, de la fábrica de cemento Karl Marx, provincia de Cienfuegos. Este cemento Portland posee las propiedades reflejadas en las Tablas 4 y 5.

Tabla 3: Principales características de los áridos utilizados

Ensayo	ARENA	GRAVILLA	SÍLICE	ESPECIFICACIÓN
Material más fino que T-200, %	2.5*	0.77*	1.61	< 2
Terrones de arcilla, %	0.5*	0.1*	0	< 0,25
Partículas planas y alargadas, %	-	7.4*	-	< 10
Densidad corriente, g/cm ³	2.58*	2.56*	2.62	< 2,5
Absorción, %	2.4*	2.4*	0.62	< 3

* conforme NC

Tabla 4: Propiedades del cemento P 350 utilizado en la fabricación de las mezclas

Ensayo	Resultado	Especificación
Tiempo de fraguado inicial, h	2.42*	> 0.75
Tiempo de fraguado final, h	4.2*	< 10
Finura de molido, %	7.5*	< 10
Densidad real del cemento, g/cm ³	3.09	-
Resistencia compresión 7 días, MPa	30.9*	> 25.0
Resistencia flexo-tracción 7 días, MPa	5.4*	> 4.0
Resistencia compresión 28 días, MPa	39.8*	> 35.0
Resistencia flexo-tracción 28 días, MPa	6.7*	> 6.0

* conforme NC

Aditivo

Los aditivos empleados en la investigación tienen como objetivo mejorar o modificar las propiedades del hormigón hidráulico. En los hormigones elaborados se utilizó el aditivo denominado N-100RC, súper fluidificante de alta concentración, reductor de agua y

retardador, formulado para climas calientes.

Zeolita

La zeolita empleada denominada Zeomicro, procede del yacimiento Tasajeras en San Juan de los Yeras, Ranchuelo, sus principales características son mostradas en la Tabla 6.

Tabla 6: Características principales de las zeolitas del yacimiento Tasajeras

Densidad, g/cm ³	Absorción, %	Volumen total de poros, m ³ /g	ϕ_{medio} , mm						
2.33	6.3	0.067	0.287						
Análisis químico, %									
SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	Fe ₂ O ₃	Na ₂ O	K ₂ O	MgO	TiO ₂	SO ₃	
64.39	11.76	3.64	1.96	1.07	0.4	0.61	0.31	< 0.1	

Dosificaciones utilizadas

La formulación del diseño del experimento involucra 6 dosificaciones (ver Tabla 7), 1 muestra patrón o referencia HPN, 2 se corresponden a disciplinas tecnológicas en las que se incurre frecuentemente en el proceso productivo, siendo estas disciplinas: exceso de agua en la mezcla debido a la no realización del ajuste de humedad de la mezcla en función de la humedad de los áridos HPMA y exceso de agua en la mezcla producto del vertimiento de esta como vía de mantenimiento de la laborabilidad en la obra por atrasos en el vertido del hormigón HPNA. Los 3 restantes se corresponden con propuestas de mejora, las cuales consisten en la reducción de la cantidad de cemento en la mezcla HPM y dos propuestas de mezclas con adición de zeolita, siendo utilizada la misma como adición puzolánica HPMZ y HPMZA.

Métodos de ensayos

La medición de las deformaciones provocadas por la retracción por secado se realiza conforme a la norma ASTM C157 (2006). En ella se plantea como requerimiento el posible empleo de 2 tipos de probetas prismáticas en dependencia del tamaño máximo TM del árido empleado en las mezclas. Como el TM del árido grueso empleado es 19.1 mm, se selecciona las dimensiones de la probeta 75 x 75 x 285 mm. Se establecen 3 muestras por cada condición a ensayar.

Tabla 7: Composición de materiales de las dosificaciones utilizadas

	Dosificación para 1 m ³					
	HPN	HPNA	HPM	HPMA	HPMZ	HPMZA
Arena, kg	856	856	940	940	902	902
Gravilla, kg	856	856	856	856	857	857
Cemento, kg	390	390	350	350	350	350
Aditivo, l	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
Agua, l	185	237	165	213	185	237
Zeolita, kg	-	-	-	-	27	27

En la cara superior e inferior de las probetas se ubican puntos de medición fijos, los cuales constituyen referencias constantes e invariables para realizar las mediciones posteriores. A 24 horas de hormigonadas las probetas deben ser desencofradas y medidas por vez primera.

Para la realización de las mediciones de encogimiento las muestras permanecerán sumergidas durante los primeros 28 días en una tina de curado con humedad constante de 100%, siendo sometidas posteriormente a condiciones similares a las de explotación mediante la aplicación de dos regímenes de condiciones ambientales: régimen de sol y régimen de sombra.

En el régimen de sol las muestras son colocadas en una estufa con temperatura y humedad relativa controlada. Dentro de la estufa es simulada la condición de cara exterior de los muros, en las condiciones de la zona de explotación, donde se pueden experimentar temperaturas superiores a los 45°C por la incidencia directa de los rayos solares y estar expuestos a una humedad relativa de aproximadamente el 70%.

En el régimen de sombra se exponen las muestras a condiciones similares a la de una habitación cuando es encendido el aire acondicionado, donde se experimentan temperaturas entre 22 y 25°C y una humedad relativa entre 45 y 50%. Para ello se trasladan las probetas a una habitación climatizada donde puedan controlarse constantemente los parámetros de humedad y temperatura.

A las muestras de hormigón se les realiza el ensayo de resistencia a compresión según plantean las

normas NC 244 (2003) y NC 192 (2007). Como parte del proceso de investigación se realizó la caracterización detallada de edificaciones afectadas por la fisuración provocada por la retracción por secado. Las mediciones se realizaron mediante un microscopio para medir fisuras de precisión 0.02 mm, las cuales se muestran expresadas en milímetros. El procedimiento es sencillo y se logra realizar en poco tiempo, el mismo tiene en cuenta la medición de tres puntos significativos en cada una de las grietas; de estos se calculó un valor promedio que sería el espesor aproximado de la grieta. Los valores obtenidos se comparan con los valores de fisuración permisibles establecidos en la norma cubana NC 207 (2003).

Para la modelación matemática del comportamiento de las edificaciones afectadas por la fisuración, teniendo en cuenta el efecto de las magnitudes de las deformaciones por retracción con respecto al tiempo de utilización de la estructura, será utilizado el software de cálculo estructural SAP2000 (2016).

Medición de las grietas existentes en edificios

Como caso de estudio para la medición de las grietas existentes se tomó una estructura de hormigón cuyos elementos se encuentran vinculados de manera tal que garantizan la continuidad estructural entre ellos. Esta edificación es un edificio habitacional de tres niveles destinado a la actividad hotelera. En la actualidad el mismo se encuentra afectado por un marcado proceso de fisuración. En este edificio se realizaron las mediciones en el momento en que el mismo tenía 60 días de ejecutado, encontrándose patrones de fisuras muy similares en los muros. Las más comunes son las que proceden de las instalaciones eléctricas, las cuales se presentan generalmente en toda la altura del muro, en ocasiones se muestran por ambas caras del mismo, ya sea de forma vertical o inclinadas con un ángulo de aproximadamente 45°. Así mismo fueron detectadas otras lesiones provenientes de los separadores que se utilizan en el hormigonado de los muros. También se encontraron fisuras horizontales que deben su origen a que los moldes metálicos son retirados antes de tiempo, en especial si el hormigón aún no había fraguado, esto

provoca un pandeo en el muro que pudo ser la causa de la aparición de momentos flectores que causaron tensiones de tracción que el hormigón no es capaz de resistir y por ende se desencadena la fisuración.

Las fisuras verticales aparecen en casi todo el ancho del muro incluso en algunas de ellas se ramifican, estas presentan longitudes de menos de 1 m y hasta más de 2 m, las que miden más de 2 m son las fisuras verticales que generalmente tienen su origen en los conductos de las instalaciones eléctricas, es importante destacar que en algunos casos estas fisuras atraviesan el espesor del muro y pueden ser vistas en ambas caras. Los espesores medidos oscilan entre los 0.04 mm y 1.73 mm, superando en ocasiones los valores límites de ancho de fisuras establecidos en la NC 207 (2003), situación que compromete de manera severa la durabilidad del inmueble (Helene y Pereira, 2003). La Figura 3 muestra un ejemplo de fisura, medición y vista ampliada de la fisura.

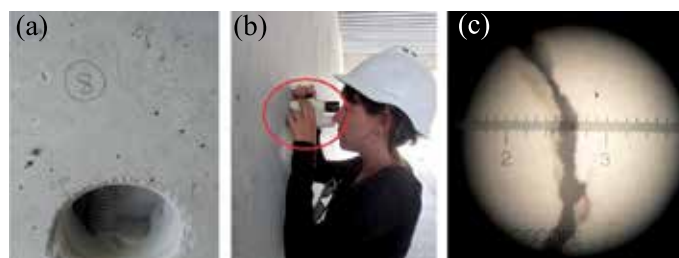


Figura 3: a) Fisura, b) medición del ancho de la fisura y c) vista ampliada

Medición de la deformación por retracción en hormigones en el laboratorio

Las fisuras provocadas por fenómenos internos del hormigón ocurren por cambios de volumen producidos en un principio por la propia hidratación del cemento. Esta fase se conoce generalmente como retracción química y retracción autógena, y ocurre generalmente en los primeros días de edad del hormigón (Sant *et al.*, 2007). A edades más tardías se pueden producir cambios en la masa de agua en el sistema de poros producto de la existencia de gradientes de humedad relativa HR. Estos cambios inducen fuerzas capilares, a veces de cierta intensidad, que favorecen la retracción de la matriz, y le provocan agrietamiento.

Por estas razones se realizó un minucioso proceso de

medición de las deformaciones unitarias manifestadas por las 6 mezclas de hormigón descritas en el epígrafe de caracterización de materiales, que permitió constatar las deformaciones experimentadas por las mezclas durante la etapa de formación de su estructura de poros y durante el sometimiento a la variación de las condiciones ambientales.

La Figura 4 muestra los valores de retracción medidos en la muestra durante su hidratación, y posteriormente, en las etapas de sol y sombra, es decir, variación de las condiciones ambientales. En la misma figura se distingue fácilmente la manifestación de los tres estados de deformación de las mezclas de hormigón: primera retracción, valores +; hinchamiento valores - y segunda retracción, valores + (Ossa y David, 1992).

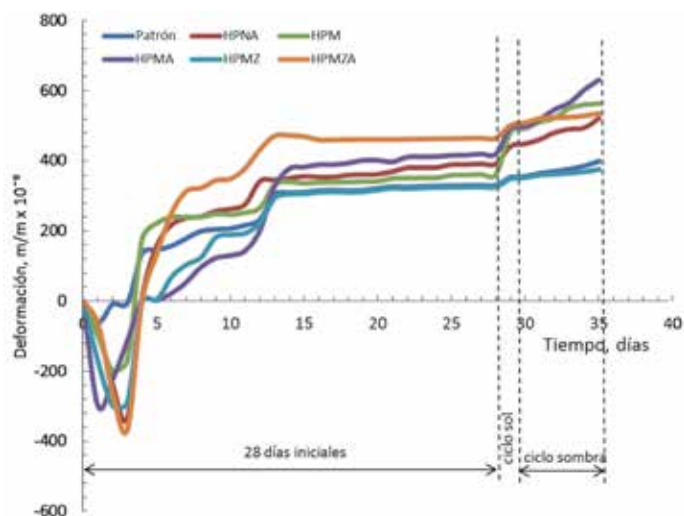


Figura 4: Comportamiento de las deformaciones por retracción HPN en las muestras

Los valores de hinchamiento medido se deben a que los efectos de la retracción son inicialmente (solo en aproximadamente las 40 horas iniciales después del fraguado) sobrepasados por los procesos expansivos de la formación de la etringita (Bentz *et al.*, 2001).

A partir de los valores de deformación obtenidos se logra demostrar que el agrietamiento en los muros se debe al desarrollo de las deformaciones producto de la retracción, puesto que todos los valores de deformación experimentados por las muestras superan los 150 μ s. Debido a que la capacidad de deformación por tracción del hormigón puede ser de 150 μ s o menos, habrá fisuración si en un miembro de

hormigón la retracción está restringida (ACI, 2001).

Los resultados de las mediciones demuestran la influencia significativa en el aumento de las deformaciones producto del incremento en la relación agua/cemento en la mezcla lo que cuantitativamente representa, según los resultados obtenidos, un aumento del 22.3%. También se demuestra que la reducción de la cantidad de cemento de la mezcla no es una solución viable para lograr la reducción de las deformaciones, ya que esta variante provoca el incremento de las mismas. Sin embargo, se demostró que la utilización de la puzolana zeolitizada como adición a la pasta de cemento del hormigón es una solución factible para la reducción de las deformaciones experimentadas por el material, ya que esta variante logró experimentar una reducción del 7.28% de las deformaciones totales experimentadas por las muestras. Este favorable efecto puede encontrar su origen en que la adición mineral cal-puzolana contribuiría en la complementación de la distribución granulométrica de los finos. Esto favorece la disminución del desarrollo de la retracción a partir del aumento de la cantidad de pasta de la mezcla (Bouhamou *et al.*, 2013). Así el hidróxido de calcio puede llegar a ocupar los espacios vacíos entre los granos de cemento y eventualmente la puzolana de alta finura ocupar los diminutos espacios existentes entre pequeños granos del agregado fino. Este principio se aplica en la obtención de hormigones auto-compactantes y de altas resistencias, logrando excelentes resultados en las propiedades mecánicas y de durabilidad, además de reducir notablemente el índice de consumo del cemento portland ordinario (Martirena, 2004).

Medición de la resistencia a compresión

Los resultados de los ensayos de resistencia a compresión realizados a las muestras a los 90 días de elaboradas que se muestran en la Figura 5, son coherentes con los resultados anteriores, puesto que las muestras que mayor valor de resistencia aportan son las producidas con adiciones de zeolita. Esto confirma el aporte de la reacción puzolánica al refinamiento de la estructura de poros ya observado en la medición de los valores de retracción, pero también



el efecto indirecto de incrementar resistencia. No se puede descartar el efecto de relleno de las puzolanas añadidas, sobre todo a una mezcla original que tiene un defecto de finos. Es válido destacar que los resultados obtenidos en el laboratorio son muy consistentes con los obtenidos en mezclas reales producidas y colocadas en obra, donde la resistencia característica está alrededor de 40 MPa para un hormigón concebido para 30 MPa. Estos resultados confirman que la mejor solución de las evaluadas para mitigar el fenómeno de la retracción es la adición de tobas zeolíticas.

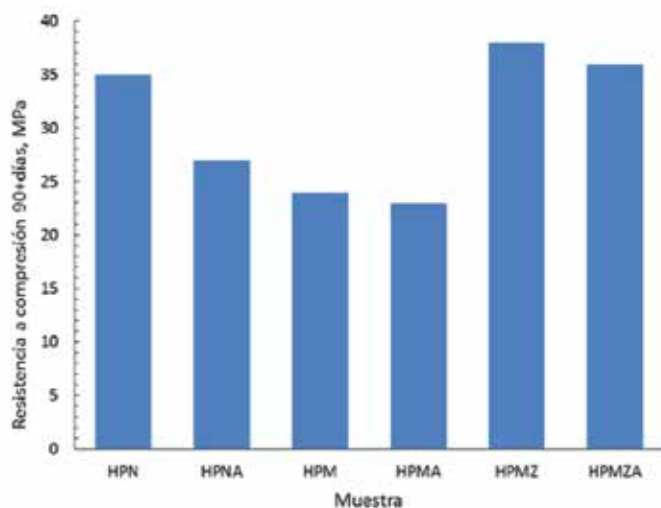


Figura 5: Valores característicos de la resistencia a compresión de las muestras

Comparación de los valores de deformación obtenidos con los de los modelos matemáticos de predicción

Los resultados experimentales de la medición de deformaciones debido a la retracción, específicamente los valores de la muestra patrón, ya que la misma es la que se produce a diario en la obra y ha sido aplicada a numerosos elementos estructurales, fueron comparados con las predicciones de los modelos de cálculo de deformación por retracción brindados por: ACI 209 (2002), CEB-FIP (1993), Eurocode (1990) y NC 207 (2003) (Figura 6). Para la obtención de los valores de retracción se tuvieron en cuenta las condiciones geométricas y ambientales de la obra objeto de estudio, mientras que las características de los materiales a utilizar en los cálculos fueron las de los materiales de las muestras ensayadas.

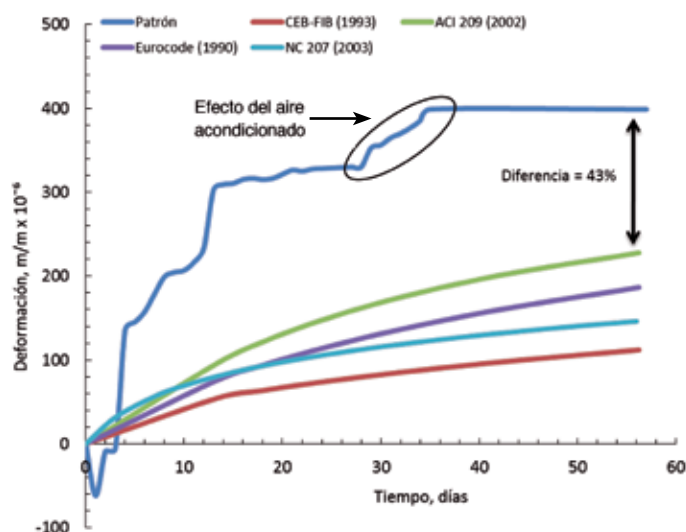


Figura 6: Comparación entre el patrón real medido de deformación de retracción HPN y los estimados con modelos

Como se muestra en la Figura 6, ninguno de los modelos de cálculo estudiados es capaz de reproducir adecuadamente el comportamiento de las deformaciones obtenidas durante el proceso experimental. Estos resultados muestran la importancia de medir de manera experimental los valores de las deformaciones producto de la retracción en las diferentes muestras de hormigones, con lo que se logra un mayor acercamiento a la realidad del comportamiento del material, evitándose así la inclusión en errores en el momento de aplicar estos resultados en procesos de cálculo y modelación estructural.

Modelación estructural de los resultados obtenidos

Para implementar la modelación se utilizó el software SAP 2000 (2016), decidiendo tomar como caso de estudio a modelar la estructura del edificio diagnosticado anteriormente. En la Figura 7 se muestra la representación 3D de dicho modelo, este muestra la tipología más representativa de este tipo de edificaciones. Se trata de un sistema constructivo formado por muros de carga, losas y columnas monolíticas, cuya geometría presenta secciones con diferentes características. El mismo consta de tres niveles cuyos entrepisos y cubiertas, se construirán en la zona central con el uso de deck metálico galvanizado. Esta estructura fue discretizada, en el caso

de los muros con elementos finitos EF rectangulares, de dimensiones aproximadas de 0.40 a 0.46 m y con rectangularidades cercanas a 1. En las losas se utilizaron elementos triangulares, rectangulares y trapezoidales, siempre garantizando continuidad a lo largo de todos los contornos, a través de la figura “Assign>Area>Generate Edge Constrains” de SAP 2000.

Para la modelación del material sólo fueron tenidas en cuenta las propiedades reales de los hormigones estudiados en la investigación, y el mayor interés se concentró en la modelación del efecto de los cambios de volumen en el material durante el tiempo producido por los efectos de la retracción autógena y la de secado. Con este fin se utilizó el modelo CEB-FIP (1993) para el desarrollo de las deformaciones por retracción. Para la simulación de los procesos de retracción, se utiliza la modelación por etapas de construcción con la intención de simular el efecto que tiene la implementación de cada nivel respecto al inferior, tanto en el desarrollo de la retracción, como en los cambios que cada nivel introduce en las cargas y en la rigidez de la estructura, utilizando para ello una figura especial del análisis estructural consistente en el Análisis no Lineal por Etapas de Construcción (*Nonlinear Staged Construction Analysis*) de SAP 2000, la cual compatibiliza las deformaciones por retracción de cada nivel, con el superior que se incorpora. De cada etapa, se suministran los datos de su duración, si se requiere salida de resultados o no. Luego se incorporan los datos relativos a la operación (adicionar estructura o cargas), la edad al momento de añadirse, lo cual define el nivel de deformaciones de retracción al momento de incorporarse y su desarrollo posterior. Al añadirse un objeto estructural, se incorpora rigidez al modelo, y los demás datos condicionan el desarrollo de las deformaciones de retracción. A medida que avanzan las etapas definidas, los esfuerzos que se generan resultan superiores a los anteriores, partiendo del razonamiento de que la estructura está impedida de desplazarse en los puntos en que se vincula a tierra y los elementos componentes están impedidos de deformarse por los vínculos existentes entre ellos, sin embargo las deformaciones

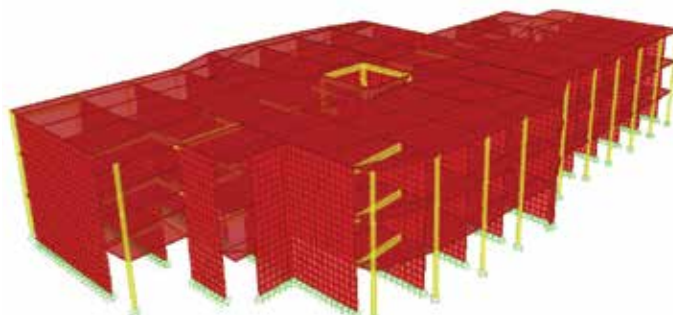


Figura 7: Modelo creado del edificio

de cambio de volumen por retracción, como se ha evidenciado, se mantienen creciendo en el tiempo y no es hasta una edad de la estructura que oscila entre 1000 y 1600 días que logran estabilizarse en función de los parámetros que la determinan.

El estudio de los resultados del análisis estructural realizado en distintos modelos que representan diferentes comportamientos ante la retracción de varios tipos de mezclas, confirma que el desarrollo de las deformaciones por retracción con el tiempo en estructuras hiperestáticas en las que no se han tomado medidas estructurales para reducir los efectos de las mismas, generan esfuerzos a tensión no soportados por el hormigón, del orden del 30 al 100% y más, de la resistencia a compresión especificada, los cuales resultan demasiado elevados para dicho material y son los causantes de la fisuración por retracción.

También se demostró que los patrones de grietas que se presentan en la modelación, principalmente asociadas al cambio de humedad relativa, coinciden mayoritariamente con los patrones de grietas monitoreados por el equipo técnico, en el edificio seleccionado como caso de estudio, confirmándose así la validez de las hipótesis asumidas en el cálculo. Para evaluar este punto se toma como referencia los resultados de la modelación y el análisis del levantamiento patológico realizado en el edificio existente, con el objetivo de la búsqueda de patrones coincidentes entre los mismos.

Si se desea evaluar cuantitativa y cualitativamente este fenómeno para una etapa en específico, partiendo del hecho de que el software SAP2000 no realiza la evaluación de la trayectoria de daño, se debe hacer



los ajustes requeridos al modelo una vez formada la primera grieta. Una forma aproximada de evaluarlo en este caso, puede lograrse utilizando el criterio de falla de Mohr – Coulomb, para determinar si el elemento en cuestión falla F o resiste R. Usando la respuesta en esfuerzos por nodos en la etapa en que comienzan las grietas, hay elementos en que los esfuerzos son soportados en todos los nodos o en la mayoría (marcados con R, indicando que dicho elemento resiste los esfuerzos) y en otros, los esfuerzos no son soportados en ninguno o en la minoría (marcados con F, indicando que dicho elemento falla). La frontera entre esas dos zonas corresponde a la grieta como se muestra en las Figuras 8a y 8b, cuya progresión puede estudiarse en el tiempo, si se repite el proceso para distintas etapas, pero sin interrumpir la continuidad de los EF en el modelo, de ahí su carácter cualitativo.

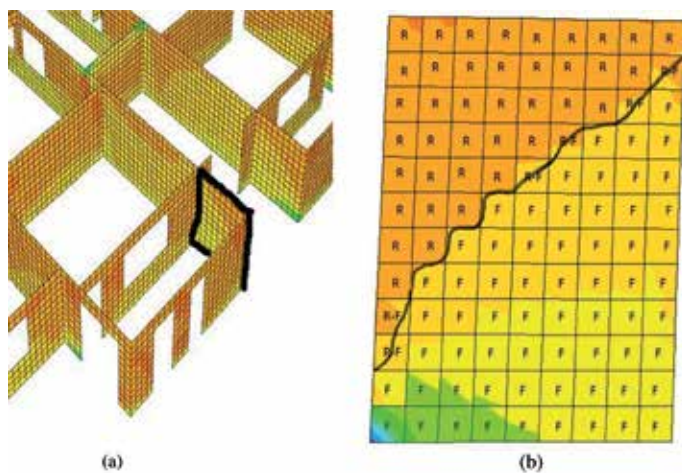


Figura 8: a) Muro seleccionado para la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb y b) patrón de grieta aplicación del criterio de resultante de la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb

Como resultado del análisis, se evidencia una coincidencia entre los patrones resultantes de la modelación y ubicación de las fisuras encontradas en el edificio como se observa en la Figura 9. Este análisis se realizó únicamente para el régimen de humedad relativa del 65%, por constituir el de mayor criticidad. Como puede apreciarse, del contraste entre los patrones de fisuración y las isozonas de esfuerzos máximos, existe concordancia en forma y valores de esfuerzos que pueden provocar la rotura, corroborando como causa fundamental de la fisuración el desarrollo de las deformaciones por retracción.

Conclusiones

Los resultados obtenidos brindan una explicación certera a la formación de los patrones de fisuras detectados en las obras estudiadas. En el caso de estudio inspeccionado, se identificaron patrones de fisuración similares en los elementos estructurales componentes (muros). Los mismos están conformados por fisuras de orientación vertical y con un ángulo de inclinación de 45° que en ocasiones son pasantes y se observan en ambas caras del muro. Las fisuras existentes presentan longitudes que varían desde menos de 1 m, hasta más de 2 m, mientras que los espesores medidos oscilan entre los 0.04 mm y 1.73 mm, superando en ocasiones los valores límites de ancho de fisuras establecidos en la NC 207 (2003), situación que compromete de manera severa la durabilidad del inmueble.

Los valores de deformación obtenidos evidencian que el desarrollo de la retracción es el factor desencadenante de la fisuración en los muros. Se demuestra la influencia significativa en el aumento de las deformaciones producto del incremento en la relación agua/cemento en la mezcla, lo que cuantitativamente representa, según los resultados obtenidos, un aumento del 22.3%. Se demuestra que la reducción de la cantidad de cemento de la mezcla no es una solución viable para lograr la reducción de las deformaciones, ya que esta variante provoca el incremento de las mismas. Sin embargo, cuando va acompañada por adición de zeolita, debido a su carácter puzolánico, se obtienen resultados positivos.

Se demostró que la utilización de la Puzolana

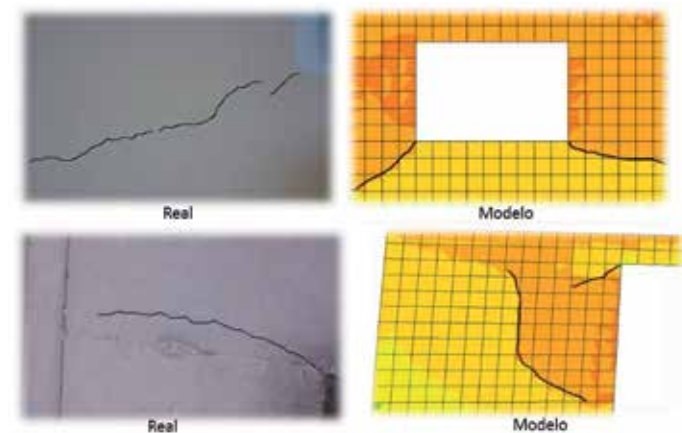


Figura 9: Patrones de agrietamiento observado y modelado

Zeolitizada como adición a la pasta de cemento del hormigón es una solución factible para la reducción de las deformaciones experimentadas por el material, ya que esta variante logró experimentar una reducción del 7.28% para las deformaciones totales experimentadas por las muestras. Los resultados de los ensayos de resistencia a compresión son coherentes con los resultados de las mediciones de retracción, puesto que las muestras que mayor valor de resistencia aportan son las producidas con adiciones de zeolita, lo que confirma el aporte de la reacción puzolánica al refinamiento de la estructura de poros de material.

Se determinó que ninguno de los modelos teóricos de cálculo de deformaciones por retracción estudiados es capaz de reproducir adecuadamente el comportamiento de las deformaciones obtenidas durante el proceso experimental, mostrando la importancia de medir de manera experimental los valores de las deformaciones producto de la retracción.

El análisis del modelo computacional, con el empleo del Análisis no lineal por Etapas de Construcción, arroja que los esfuerzos de tensión que se producen no pueden ser resistidos por el hormigón, y por tanto producen fisuración. Los patrones de fisuración obtenidos mediante los modelos creados coinciden con los reales que se presentan en las edificaciones estudiadas, lo que demuestra la efectividad del uso de los modelos obtenidos como medio para la evaluación de diferentes medidas para la solución de la problemática estudiada.

Recomendaciones

La medición de las deformaciones de retracción permitirá en trabajos futuros, trabajando con los modelos mecánicos de la estructura y utilizando la figura de Análisis No Lineal por Etapas de Construcción, no solo utilizar modelos de retracción normados con el tiempo, sino resultados experimentales que corresponden a los hormigones reales producidos. Así se podrá obtener un estado tenso-deformacional mucho más próximo al real que se produciría en la estructura modelada, al utilizar dichos hormigones, dando la posibilidad de contar con un pronóstico certero del estado de fisuración antes de

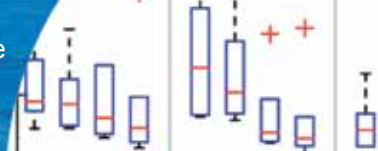
la construcción de la obra. Así mismo, permitirá crear un banco de datos que haga factible la producción de un modelo propio para caracterizar la retracción en el tiempo, bajo las condiciones y propiedades de los materiales en Cuba.

Referencias

- ACI (2008). Report on early age cracking: causes, measurement and mitigation. ACI Committee 231, American Concrete Institute, Farmington Hills, USA
- ACI (2002). Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures. ACI Committee 209, American Concrete Institute, Farmington Hills, USA
- ACI (2001). Control de la fisuración en estructuras de hormigón. Comité ACI 224R, American Concrete Institute, Farmington Hills, USA
- ACI (1993). Causas, evaluación y reparación de fisuras en estructuras de hormigón. Comité ACI 224, American Concrete Institute, Farmington Hills, USA
- Álvarez, O. (2003). Patología, diagnóstico y rehabilitación de edificaciones. Instituto de Ensayos y Materiales, Universidad Mayor de San Andrés, Bolivia
- ASTM C157 (2006). Standard test method for length change of hardened hydraulic-cement mortar and concrete. ASTM International, West Conshohocken, USA
- Bentz, D.P., Jensen, O.M., Hansen, K.K., Olesen, J.F., Stang, H. and Haecker, C.J. (2001). Influence of cement particle-size distribution on early age autogenous strains and stresses in cement-based materials. *Journal of the American Ceramic Society* 84(1), 129-135
- Bouhamou, N.E., Belas, N., Bendani, K. and Mebrouki, A. (2013). Shrinkage behavior of a self-compacting concrete. *Materiali in tehnologije* 47(6), 763-769
- Branson, D.E. (1977). *Deformation of concrete structures*. McGraw-Hill
- CEB-FIP (1993). Model code 1990. Comité Euro-International du Béton
- Chen, H., Wyrzykowski, M., Scrivener, K. and Lura, P. (2013). Prediction of self-desiccation in low water-to-cement ratio pastes based on pore structure evolution. *Cement and Concrete Research* 49, 38-47



- Díaz, G.M. (2012). *Evaluación de la fisuración de hormigones en zonas marinas, producto de cambios autógenos de volumen, específicamente debidos a la retracción por secado*. Trabajo de Diploma, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Cuba
- Eurocode (1990). Eurocode: Basis of structural design. EN-1990, Berlin
- Gribniak, V., Kaklauskas, G. and Bacinskas D. (2008). Shrinkage in reinforced concrete structures: a computational aspect. *Journal of Civil Engineering and Management* **14**(1): 49–60
- Helene, P. y Pereira, F. (2003). Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón: reparación, refuerzo y protección. Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo CYTED
- Martirena, J.F. (2004). *Una alternativa ambientalmente compatible para disminuir el consumo de aglomerante de clínker de cemento Portland: el aglomerante cal-puzolana como adición mineral activa*. Tesis de doctorado, Universidad Central Marta Abreu de las Villas
- NC 244 (2003). Hormigón endurecido. Determinación de la resistencia a la compresión en probetas cilíndricas. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- NC 207 (2003). Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- NC 192 (2007). Hormigón hidráulico. Cálculo de la resistencia característica real a la compresión. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- Ossa, M. y David, J. (1992). Efecto de las adiciones puzolánicas en la retracción de pastas y morteros de cemento en sus primeras edades. *Materiales de Construcción* **42**, No. 225, 37-63
- Sakata, K. and Shimomura, T. (2004). Recent progress in research on and code evaluation of concrete creep and shrinkage in Japan. *Journal of Advanced Concrete Technology* **2**(2), 133-140
- SAP2000 (2016). Structural Analysis Program. Integrated software for structural analysis and design, v.16. Computers and Structures Inc., Berkeley
- Sant, G., Radlinska, A. and Weiss, W.J. (2007). Minimizing the risk of early age cracking in concrete through the use of comprehensive experimental techniques, computer simulation, and new materials. Australian Concrete Institute
- Sant, G.N. (2009). *Fundamental investigations related to the mitigation of volume changes in cement-based materials at early ages*. Purdue University
- Silliman, K.R. and Newtonson, C.M. (2006). Effect of misting rate on concrete shrinkage. *Concrete Bridge Conference, HPC: Build Fast, Build to Last*, Reno, Nevada
- Wang, Ch.K. and Salmon, Ch.G. (2002). *Reinforced concrete design*. 6th edition, John Willey & Sons
- Weiss, W.J., Yang, W. and Shah, S.P. (1998). Shrinkage cracking of restrained concrete slabs. *Journal of Engineering Mechanics* **124**(7), 765-774



Efecto de la variabilidad de la rigidez del sitio de fundación en el desempeño sísmico

Effect of the foundation site stiffness variability on the seismic performance

Fecha de entrega: 30 de noviembre 2016

Fecha de aceptación: 18 de agosto 2017

Franco Benedetti, Fernando Zúñiga y Alexander Opazo

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío, Avda. Collao 1202, Concepción, Chile, fbenedetti@ubiobio.cl, fezuniga@alumnos.ubiobio.cl, aopazove@ubiobio.cl

La mayoría de normas de diseño estructural clasifican los sitios de fundación a través de la rigidez media que presenta el suelo, obtenida a partir de la velocidad promedio de ondas de corte en los primeros treinta metros V_{s30} . Al tratarse de un promedio, la clasificación no considera directamente las características de los estratos cercanos a la fundación, ni que sitios con distinta configuración de rigideces son clasificados como un mismo tipo. Por otra parte, tampoco hay indicaciones claras respecto de la forma en que esto podría afectar la respuesta estructural. Este trabajo busca establecer si la distribución de la rigidez del suelo de fundación afecta el desempeño sísmico de las estructuras mediante modelos numéricos en OpenSees. Bajo un enfoque de análisis directo bidimensional, la estructura es modelada con una constitutiva elastoplástica. El suelo se representa por elementos no lineales sensibles a la presión de confinamiento. La interfaz suelo-fundación se modela con elementos de contacto que permiten el deslizamiento y balanceo de la fundación. Se someten distintas estructuras (con períodos entre 0.3 a 1.2 s), a análisis dinámicos con registros sísmicos de diferentes contenidos de frecuencia y amplitudes. Los resultados muestran que existen diferencias significativas en la respuesta estructural entre sitios clasificados como un mismo tipo, pero con distinta configuración de rigideces, especialmente cuando la estructura se mantiene en el rango lineal, lo que sugiere que la clasificación sísmica de sitios de fundación en base a un indicador medio podría subestimar los efectos de acoplamiento dinámico del sistema suelo-fundación-estructura.

Palabras claves: interacción suelo-fundación-estructura, desempeño sísmico, clasificación de sitios de fundación, OpenSees

In most of the structural design codes, the foundation sites are classified through the mean stiffness of the soil profile, obtained on the basis of the mean shear wave velocity of the upper 30 m V_{s30} . Because it is an averaged index, the site classification does not directly take into account the properties of shallower soil layers, neither the fact that sites with different soil stiffness distribution are classified as the same site class. Moreover, the way in how this situation can affect the response of the structures is not clearly specified. In this work, the effect of the site stiffness distribution on the seismic performance and level of damage of structures is explored by means of numerical models. Under a direct approach, two-dimensional numerical models are developed on OpenSees, where the structure has a nonlinear elastoplastic constitutive law. The soil is represented by nonlinear elements sensitive to confinement pressure. The soil-foundation interface is modeled with contact elements allowing the sliding and rocking of the foundation. Different structures (with periods between 0.3 to 1.2 s) are subjected to dynamic analyses using seismic records of different frequency content and amplitudes. The results show significant differences on the structural response among sites of the same class, but with different stiffness distribution, particularly when the structure remains on the elastic range, suggesting that the classification of foundation sites through an average index can underestimate the effects of the dynamic coupling of the soil, the foundation and the structure.

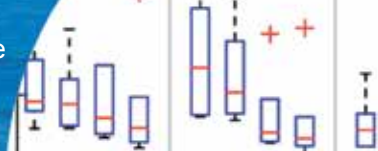
Keywords: soil-foundation-structure interaction, seismic performance, foundation site classification, OpenSees

Introducción

En el diseño y análisis de una estructura, se consideran una serie de supuestos con el fin de simplificar y disminuir el tiempo y costo del estudio. En particular, al realizar el análisis del sitio de fundación, se realizan simplificaciones que a veces están alejadas del comportamiento que se exhibe en la realidad. Por ejemplo, la NCh 433 (2009) no considera el hecho que el movimiento provocado por un sismo en una superficie de terreno sin estructura (campo libre) es diferente al movimiento del mismo sitio con estructura, o dicho de otra manera, la presencia de la estructura modifica el movimiento, lo que se conoce como interacción suelo-estructura. La interacción suelo – fundación – estructura (SFSI, por sus siglas en inglés) actúa sobre el comportamiento de la estructura de dos formas (Kausel, 1976; Stewart *et al.*, 1999). La primera es modificando las características dinámicas del sistema estructural, alargando el período fundamental y aumentando el amortiguamiento. El otro efecto tiene relación con el acoplamiento de movimiento sísmico entre el suelo flexible y la fundación rígida, y con la diferencia entre la demanda sísmica a nivel de fundación respecto de la demanda en campo libre. Estos fenómenos son considerados generalmente beneficiosos en los pocos códigos de diseño que incorporan la SFSI, por ejemplo ATC (2005) y ECS (2004). Esto debido a que un aumento del período fundamental implicaría que la estructura pasaría a una zona del espectro de diseño con menos demanda, lo que no es cierto en el caso de estructuras muy rígidas fundadas en suelo blando, y que por otro lado un aumento del amortiguamiento reduce todo el espectro de respuesta. Si bien en la actualidad no hay consenso absoluto acerca de si la SFSI es beneficiosa o no (Ghannad y Jafarieh, 2014; Moghaddasi *et al.*, 2011; Mylonakis y Gazetas, 2000), algunos autores postulan una nueva forma de diseñar empleando este fenómeno de manera de proteger a las estructuras del daño sísmico (Anastasopoulos *et al.*, 2010). Por otro lado, en numerosas observaciones ha quedado demostrado que los daños ocasionados por un sismo son, en general, mayores en la superficie de depósitos de suelo blando que sobre afloramientos rocosos. Los depósitos de suelo, debido a sus características físicas

(rigidez, densidad, etc.) distintas a la roca, pueden influenciar de manera significativa la amplitud, el contenido de frecuencia y la duración del movimiento de superficie. Esta es la principal razón que para un mismo evento sísmico estructuras de características similares, equidistantes a la zona de ruptura, pero fundadas en sitios diferentes, puedan tener un desempeño estructural muy distinto.

En la actualidad, la mayoría de las normas de diseño estructural en el mundo incorporan los efectos de sitio clasificando los sitios de fundación a través de un promedio ponderado de las ondas de corte en los primeros 30 m (ASCE, 2010; BSSC, 2003; ECS, 2004; entre otros). En Chile, el decreto supremo 61 (MINVU, 2011) declara que “la clasificación sísmica de suelos depende principalmente de la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno, V_{s30} ”. Esta es la principal manera que tienen los códigos para incorporar, de manera simplificada, el fenómeno de respuesta de sitio en el diseño estructural. Sin embargo, no se consideran ciertos fenómenos que pueden cobrar relevancia en eventos sísmicos importantes y que podrían modificar el desempeño estructural. Por ejemplo, la clasificación se define en función de un parámetro (rigidez) que describe el comportamiento elástico-lineal de un suelo, aun cuando este comportamiento en sismos de gran magnitud y en las vecindades de la estructura pudiese ser mejor representado como no-lineal e inelástico. El concepto de los primeros 30 m es ampliamente utilizado para la zonificación sísmica teniendo en cuenta los datos experimentales de la geotecnia y las pruebas geofísicas. Por ejemplo, Joyner y Boore (1993) basan sus regresiones en la velocidad media de ondas de corte en los primeros 30 m, mientras que Borchardt (1994) y Dobry *et al.* (1992) también sugieren basar el diseño en estas propiedades. No obstante lo anterior, las normas no especifican si existe algún efecto en el comportamiento estructural cuando sitios con distinta configuración de rigideces clasifican como un mismo tipo. Esta última situación es la que será evaluada en esta investigación mediante el uso de modelos numéricos no lineales, los que consideran también el fenómeno de interacción suelo – fundación – estructura. A través de estos



sistemas se estudian los efectos que pueden influenciar significativamente el comportamiento de estructuras fundadas en sitios de igual clasificación de diseño, pero distinta distribución de rigideces, cuando son sometidas a demandas sísmicas elevadas. Los modelos se desarrollan en OpenSEES (Mazzoni *et al.*, 2006), un software de código abierto altamente validado y muy utilizado para investigación en el campo de la ingeniería sísmica. Los resultados sugieren que la distribución estratigráfica de los sitios de fundación puede tener un efecto en el comportamiento sísmico de las estructuras, y que por lo tanto, debería ser incorporado de forma más rigurosa en el diseño estructural.

Metodología

Las estructuras modeladas representan simplificada-mente edificios simétricos, regulares, con losas que desarrollan la función de diafragma rígido, con la masa total distribuida de manera equitativa y aplicada al nivel de cada piso. Este tipo de construcciones tiene como modo predominante de vibración el traslacional, por lo que es posible representarlas de forma idealizada como sistemas de un grado de libertad. El sistema modelado está empotrado en una losa de fundación muy rígida y sin confinamiento, la cual se conecta al suelo de forma que se permita la interacción cinemática e inercial, pudiendo desarrollar no-linealidades como el deslizamiento y el levantamiento de la estructura. Es importante mencionar que la estructura y el suelo se definieron de manera que tuvieran un comportamiento de tipo no lineal, mientras que la fundación se definió para representar un comportamiento elástico lineal. Luego de definir las propiedades del suelo, se aplica al modelo una serie de registros sísmicos con distintas amplitudes, duraciones y contenidos de frecuencia, con el fin de incorporar la aleatoriedad de la demanda. El dominio de análisis consta de estructuras con distintos períodos y con distintos anchos de fundación, con el fin de abarcar variadas configuraciones estructurales. En las secciones siguientes se explican de manera detallada los procedimientos, casos estudiados y consideraciones realizadas.

Dominio de estructura y fundación

Los períodos fundamentales de las estructuras seleccionadas para este estudio fueron 0.3, 0.7 y 1.2 s, los que permiten considerar estructuras de distintas características dinámicas. La altura de cada estructura se estima según la relación propuesta por Lagos *et al.* (2012) para edificios chilenos de rigidez normal, la que establece que la razón entre la altura de la estructura y el período del primer modo de vibrar es igual a 70. Respecto al tamaño de la fundación, se seleccionaron seis anchos distintos compatibles con el supuesto de losa de fundación. Un resumen de las distintas combinaciones de variables se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1: Dominio de variables del modelo de la estructura

Modelo	Estructura 1	Estructura 2	Estructura 3
Período T , s	0.3	0.7	1.2
Ancho de fundación B , m	9, 12, 17, 20, 23, 26	9, 12, 17, 20, 23, 26	9, 12, 17, 20, 23, 26

Propiedades del sistema estructural

La capacidad de la estructura está caracterizada como elastoplástica, donde la fluencia comienza para un desplazamiento lateral del techo igual a 0.002 veces la altura (*drift* lateral), lo que corresponde al término del nivel de desempeño operacional establecido por SEAOC (1995) para estructuras de hormigón armado. Para considerar el efecto de la resistencia de la estructura en el fenómeno, se establecieron tres niveles de capacidad: 0.1, 0.2 y 0.4g. Para todas las estructuras se considera la misma masa de 8000 ton. La razón de considerar solo un valor fue para independizar el sistema de esta variable y simplificar el problema. Respecto del vínculo entre la fundación y el suelo, se considera una interfaz de contacto que permite el desarrollo de efectos de levantamiento y deslizamiento (Gazetas y Apostolou, 2004; Zhang y Zhang, 2009).

Sitios de fundación

Para esta investigación se modela el suelo como un depósito de arena en condición drenada y los sitios analizados poseen un $V_{s30} = 250$ m/s, clasificando

como suelo D según decreto DS 61 (MINVU, 2011). Se consideraron cuatro sitios para el análisis, cada uno con distinta distribución de rigideces en los primeros 30 m de profundidad. Las distribuciones o estratos considerados se muestran en la Figura 1.

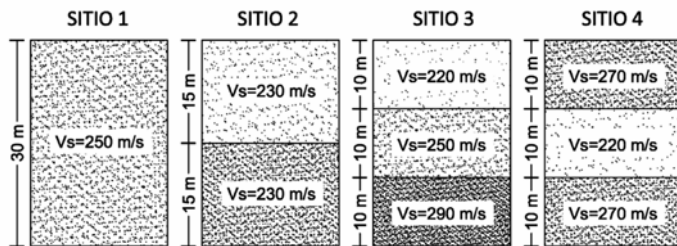


Figura 1: Sitios utilizados para el análisis

Con respecto a la malla de elementos finitos del modelo del suelo, se considera un dominio de al menos 5 veces el tamaño de la fundación en su dimensión horizontal, y de 30 m de profundidad. El MEF del suelo se subdivide en elementos de 4 nodos estabilizados de un solo punto de integración, elementos SSP (McGann *et al.*, 2012) considerando que el tamaño máximo debe permitir la correcta transmisión de las ondas a través del medio, es decir, que la máxima longitud de ondas para una frecuencia de 15 Hz (Jeremić *et al.*, 2009) traspase al menos 10 nodos del modelo. Además, se dispone de refinado adicional en la zona del suelo bajo la fundación para favorecer la adecuada transmisión del gradiente de tensiones (Kausel, 1976). Para disminuir los efectos de las condiciones de borde, se dispone de una frontera absorbente de amortiguadores viscosos según los propuesto por Lysmer y Kuhlemeyer (1969). El comportamiento tensión-deformación del suelo es modelado según la ley constitutiva propuesta por Elgamal *et al.* (2002). Los parámetros empleados se muestran en la Tabla 2, los que se ajustan al rango de valores establecidos para el dominio del modelo constitutivo empleado (Yang *et al.*, 2008), donde V_s es la velocidad de ondas de corte, γ es el peso unitario, ϕ es el ángulo de fricción, G_{max} es el módulo de corte para pequeñas deformaciones, K_{max} es el módulo de compresibilidad de referencia para pequeñas deformaciones, $e_{inicial}$ es la razón de vacíos inicial y ν es la razón de Poisson.

Tabla 2: Parámetros elásticos para definir los suelos

V_s , m/s	220	230	250	270	290
γ , kN/m ³	17	17.5	18	19	21
ϕ , °	29	30	32	34	36.5
G_{max} , MPa	55.1	65.0	87.1	110.1	131.2
K_{max} , MPa	257.0	325.0	406.5	507.5	612.5
$e_{inicial}$	0.7	0.65	0.6	0.58	0.55
ν	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4

Demanda sísmica

Se utilizaron seis registros sísmicos con el propósito de representar la naturaleza estocástica de la demanda en términos de amplitud, contenido de frecuencia y duración. Los valores de PGA varían entre 0.35g hasta 0.57g, y la máxima duración efectiva es de 20 s. Las demandas empleadas tanto a registros de terremotos reales como 2 registros compatibles con el espectro elástico para suelo tipo D propuesto por el código de diseño sísmico chileno (MINVU, 2011). La Figura 2 muestra los espectros de respuesta de los sismos estudiados. En el espectro de aceleración puede observarse como la energía se concentra principalmente entre los períodos 0 a 1.5 s, además de que los espectros sintéticos de los registros artificiales compatibles con espectro de diseño suelo D del código chileno (NCh 433 D1 y D2) prácticamente envuelven a los otros espectro en el rango de 0 a 2 s. A los modelos numéricos, la demanda sísmica es aplicada según los principios del método de reducción del dominio (Bielak *et al.*, 2003; Yoshimura *et al.*, 2003).

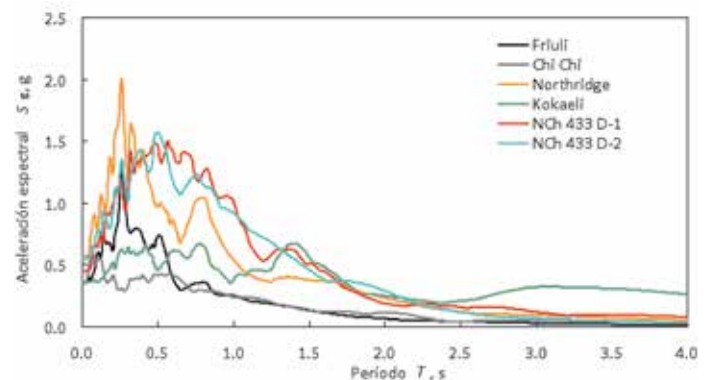


Figura 2: Espectros de respuesta de aceleración para los sismos modelados

Resultados

Desempeño según sitio de fundación

La Figura 3 muestra la distribución de la razón entre el desplazamiento lateral máximo del techo y la altura o *drift* para el sistema estructural con período 0.3 s en función del ancho de fundación (o ancho de base), para los distintos sitios y capacidades estudiados. En los ejes horizontales se encuentran los sitios y el ancho de base, mientras que en los ejes verticales están el *drift* y las capacidades. Todos los resultados están resumidos en diagramas de cajas, por lo tanto los rectángulos azules corresponde al rango que concentra el 50% central de los datos (entre cuartil 2 y cuartil 3), la línea roja es la mediana, la línea discontinua muestra los cuartiles extremos (cuartil 1 y cuartil 4), y las cruces rojas muestran puntos atípicos ubicados fuera del rango establecido por la media y dos desviaciones estándar.

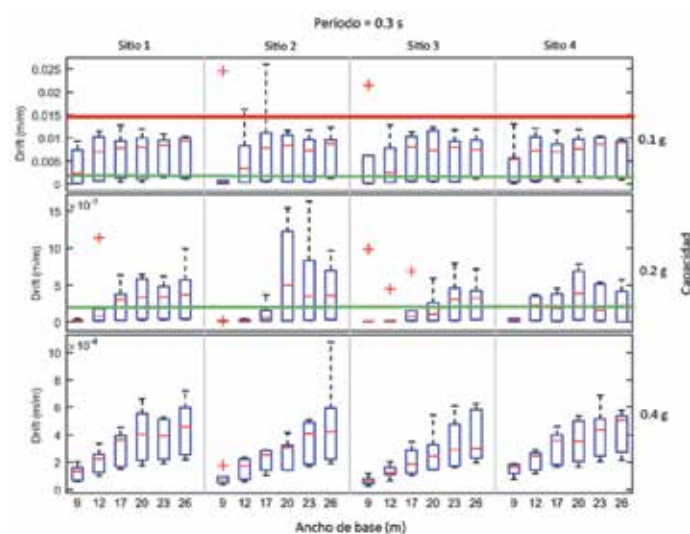


Figura 3: Distribución de drift según sitio para período de 0.3 s

La línea horizontal verde indica el *drift* de fluencia de 0.2%, el que para el caso de la capacidad 0.1g es sobrepasado por más del 50% de los datos, incluso algunos sobrepasan la línea horizontal roja de seguridad de la vida de 1.5%. La capacidad 0.2g también tiene una cantidad importante de sismos que incursionan en el rango no lineal por sobre línea verde, especialmente en los anchos de fundación mayor a 17 m, pero menos casos que la capacidad 0.1g. La capacidad 0.4g mantiene todos sus puntos en el rango lineal. Se puede observar que en las capacidades 0.2g

y 0.4g existe una tendencia creciente, donde los datos del *drift* aumentan su mediana y dispersión a medida que aumenta el ancho de base. En la capacidad 0.1g no hay una tendencia clara de la mediana ni de la dispersión de los datos, lo que puede deberse a la gran incursión en el rango no lineal que tienen estas estructuras. En la Figura 4 muestra la distribución del máximo giro de fundación en función de la capacidad estructural, del sitio de fundación y del ancho de base para el período 0.3 s. Para la capacidad 0.1g se aprecia una tendencia decreciente, tanto en la mediana como en la dispersión de los datos, a medida que aumenta el ancho de fundación. Esta tendencia es menos pronunciada a medida que aumenta la capacidad. Además, a medida que aumenta la capacidad se aprecia un aumento de la magnitud del giro.

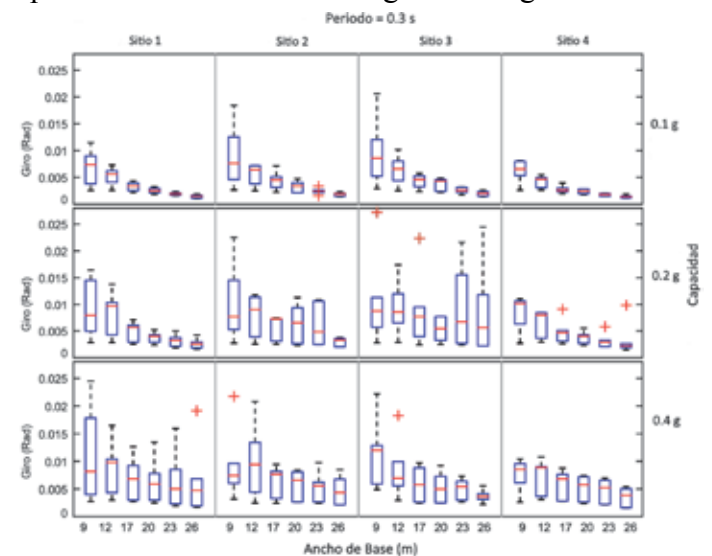


Figura 4: Distribución del giro de fundación según sitio, para período 0.3 s

En general, no se observa una clara influencia de los sitios de fundación en la respuesta del sistema fundación-estructura en los casos en que la respuesta del sistema estructural es altamente no lineal, pero se tiene que hay una mayor magnitud en el giro para las estructuras fundadas en los sitios 2 y 3 y una disminución en el *drift*, donde los suelos superficiales son más blandos, en particular para los anchos de fundación menores y la respuesta estructural está en el rango elástico.

Para las estructuras con períodos 0.7 s y 1.2 s, la Figura 5 muestra nuevamente el *drift* en función del

ancho de base, el sitio de fundación y la capacidad. Debido a las características de la demanda, existen pocos datos que incursionan en el rango no-lineal y los que lo hacen se encuentran principalmente en la menor capacidad de 0.1g. Se aprecia una tendencia creciente del *drift* en ambos periodos a medida que aumenta el ancho de base.

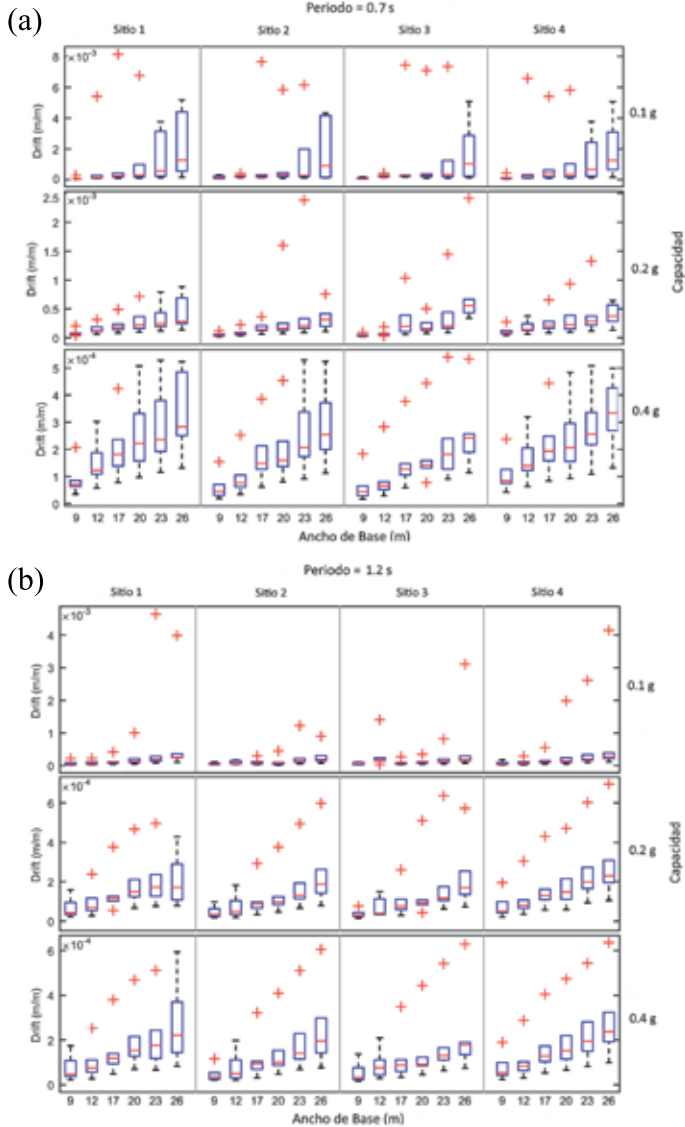


Figura 5: Distribución de drift según sitio para: a) período 0.7 s y b) período 1.2 s

Se observa que en el sitio de fundación en que se dispone del estrato de menor rigidez en contacto con la fundación (sitio 3), la mediana y la dispersión de los *drift* máximos es menor que en los sitios con el estrato superior del depósito con mayor rigidez, particularmente en los casos con mayor capacidad estructural.

Es importante destacar que con el aumento del período de la estructura aparecen una cantidad importante de puntos atípicos, los cuales son producidos principalmente por el registro sísmico de mayor duración efectiva de los considerados en el estudio. Para observar en cuál de los sitios es más relevante el desempeño sísmico el ancho de fundación se utiliza la prueba estadística de Wilcoxon (Conover, 1998). Se opta por esta prueba ya que los datos se trataron como independientes y es menos sensible al supuesto de que éstos provienen de una distribución normal, contrario a lo que ocurre en las pruebas paramétricas. La Figura 6 muestra una gráfica con los resultados de la prueba estadística. Los cuadros blancos indican los casos en que no hay evidencia estadística suficiente para concluir que las respuestas de los sistemas comparados son distintas. Por otro lado, los cuadros verdes indican que existe diferencia estadística significativa entre los grupos comparados, ya que los valores están por debajo del valor de significancia dado como 0.05 ($p < 0.05$). En el eje horizontal se muestran los sitios y las capacidades.

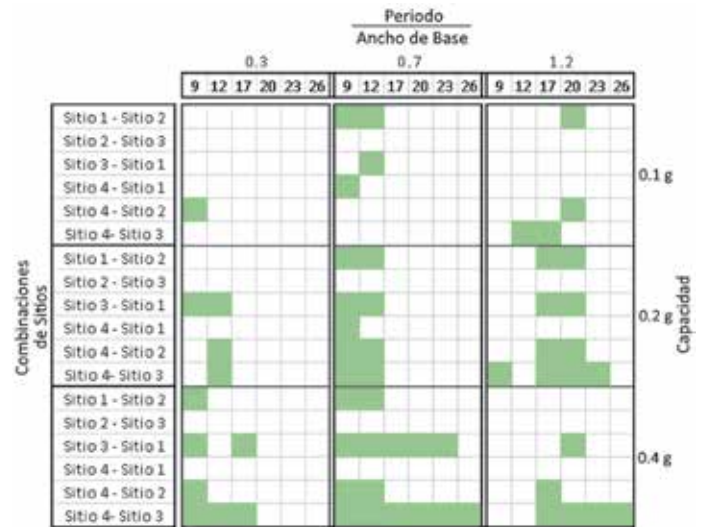


Figura 6: Diferencias estadísticamente significativas entre sitios de fundación.

Se observa que la distribución de la rigidez en los estratos de suelo se hace relevante, es decir, que modifica significativamente el desempeño estructural para las estructuras de períodos fundamentales altos con elevada capacidad. En los rangos de las fundaciones de menor tamaño se observa una diferencia estadísticamente suficiente,

particularmente entre los sitios en donde el suelo en contacto con la fundación es más blando (sitios 2 y 3), con respecto al sitio en que el suelo superficial es el más rígido (sitio 4). Por otra parte, en las estructuras de menor capacidad, en donde la respuesta incursiona en el rango no lineal, la distribución de la rigidez del suelo se hace menos importante en términos de los cambios en nivel de daño o desempeño estructural, aunque se aprecia que para las fundaciones de menor tamaño, pudiera ser un fenómeno relevante.

Desempeño estructural según ancho de fundación

Como se indicó anteriormente, las variaciones de desempeño de las estructuras se presentan concentradas en los casos donde la fundación es de menor tamaño, por lo que ésta es una variable que controla el efecto del suelo en la estructura. Para analizar estos efectos se define el indicador V_s equivalente a la base $V_s B$, el cual consiste en el cálculo de velocidad de ondas de corte a una profundidad igual al ancho de la fundación. Este indicador se basa en el hecho de que fundaciones más grandes influenciarán más volumen de suelo que fundaciones de menor tamaño, como lo indica la teoría de bulbos de esfuerzos. La Figura 7 muestra la distribución del *drift* máximo en función del ancho de base, la capacidad, el sitio de fundación y el V_s equivalente a la base $V_s B$ para estructuras con período de 0.3 s. Se ve que en las bases pequeñas, en donde hay más contraste entre los $V_s B$ de los distintos sitios, existe una tendencia a aumentar el *drift* (mediana y dispersión de los datos) a medida que aumenta el $V_s B$. Por otro lado, para bases grandes (23 y 26 m) no se observa una tendencia clara, ya que el $V_s B$ es similar entre los sitios estudiados. En el caso del sistema que presenta una respuesta altamente no lineal (capacidad 0.1g), el efecto del $V_s B$ se observa solamente en las fundaciones de 9 m y 12 m, mientras que para las demás la mediana y la dispersión del *drift* son similares.

La respuesta máxima de giro de fundación en función del ancho de fundación y del $V_s B$, por capacidad y para los sistemas estructurales con período 0.3 s, se presenta en la Figura 8. Se aprecia que en algunos casos, especialmente para la capacidad 0.1g, existe una tendencia decreciente a medida que aumenta el

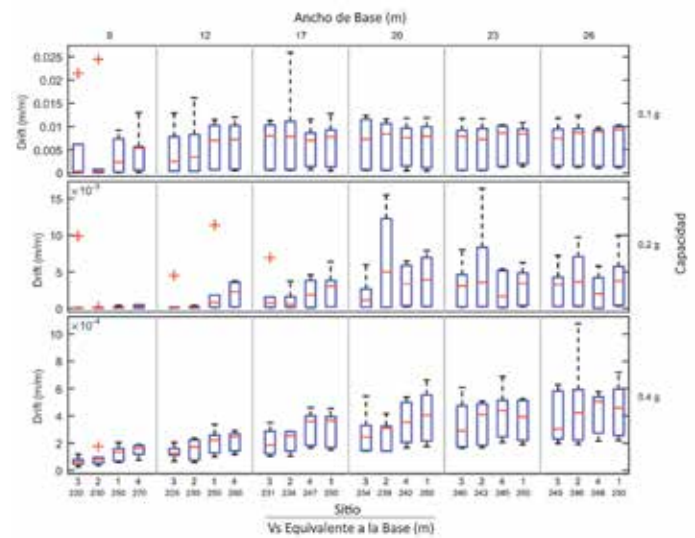


Figura 7: Distribución de *drift* según ancho de fundación para $T = 0.3$ s

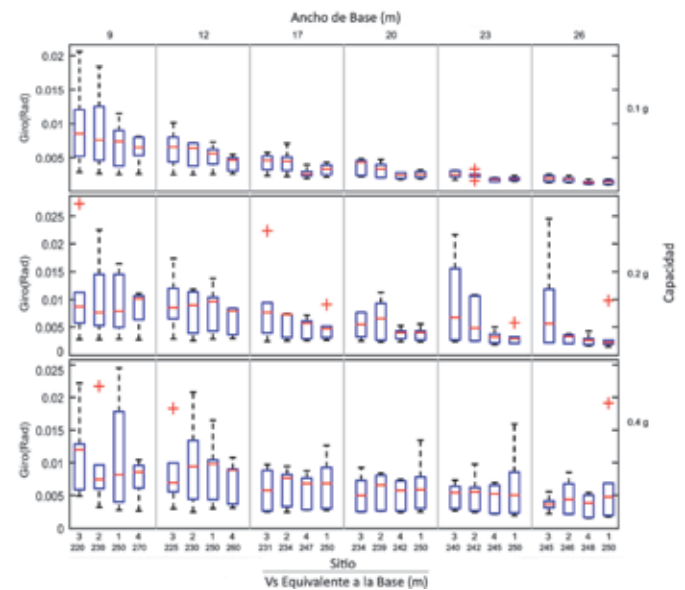


Figura 8: Distribución del giro de fundación según ancho de fundación para $T = 0.3$ s

$V_s B$ ya que la fundación gira menos al estar dispuesta sobre un suelo de mayor rigidez, pero esta tendencia no se aprecia de forma tan evidente para la capacidad de 0.4g, en donde los giros tienden a distribuirse de forma más uniforme entre los distintos anchos de fundación y $V_s B$. Para los sistemas estructurales con capacidad 0.2g, el sitio 3 muestra un comportamiento marcadamente diferente a los demás en particular para las fundaciones de 23 y 26 m. Por otro lado, las mayores diferencias entre sitios se manifiestan para el ancho de fundación de 9 m.

La Figura 9 muestra los resultados de *drift* máximo de la misma forma que la Figura 7, pero para los sistemas estructurales con períodos 0.7 y 1.2 s. Nuevamente se puede apreciar que para cada ancho de fundación existe una tendencia creciente del *drift* máximo a medida que aumenta el $V_s B$, debido a que el volumen de suelo inmediatamente bajo una profundidad igual a una vez el ancho de fundación se hace más rígido y de mayor capacidad.

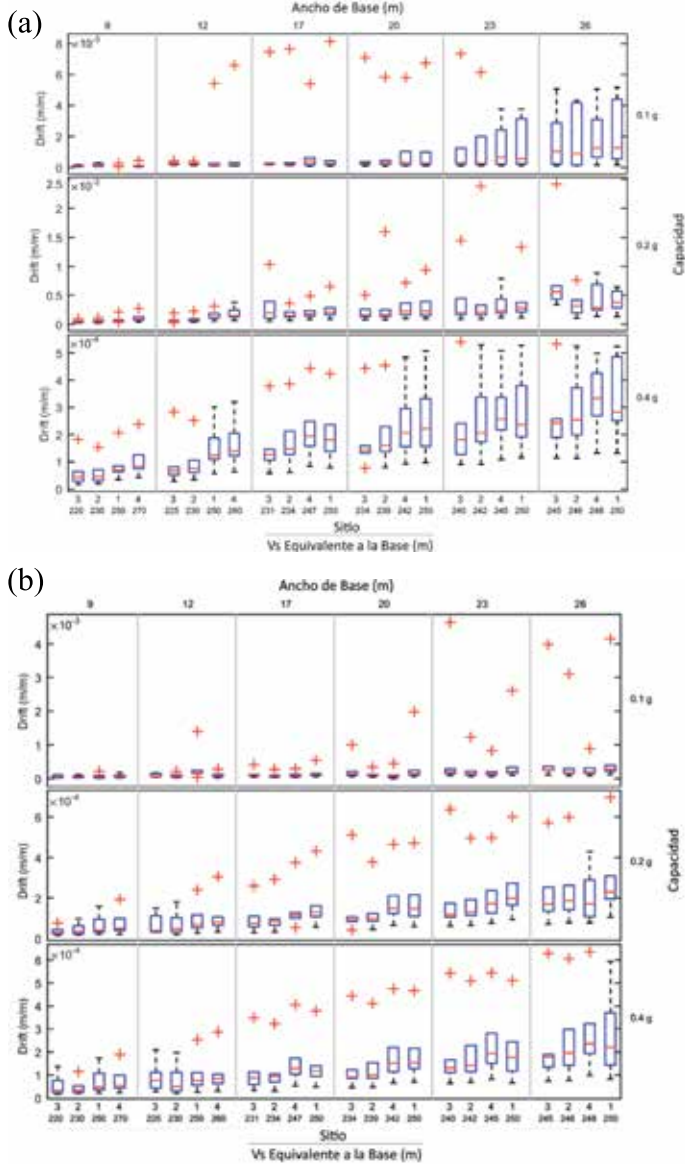


Figura 9: Distribución de drift según ancho de fundación para período: a) 0.7 s y b) 1.2 s

Por otro lado, al considerar la variación del máximo giro de fundación para cada sistema evaluado, la

Figura 10 muestra el giro de la misma forma que la Figura 8, para las estructuras de períodos 0.7 y 1.2 s. Se observa que existe una tendencia decreciente del giro de fundación a medida que aumenta el $V_s B$, particularmente en las bases más pequeñas (anchos de 9 a 17 m), en donde se manifiestan mayores diferencias entre el V_s equivalente a un ancho de fundación entre los distintos sitios.

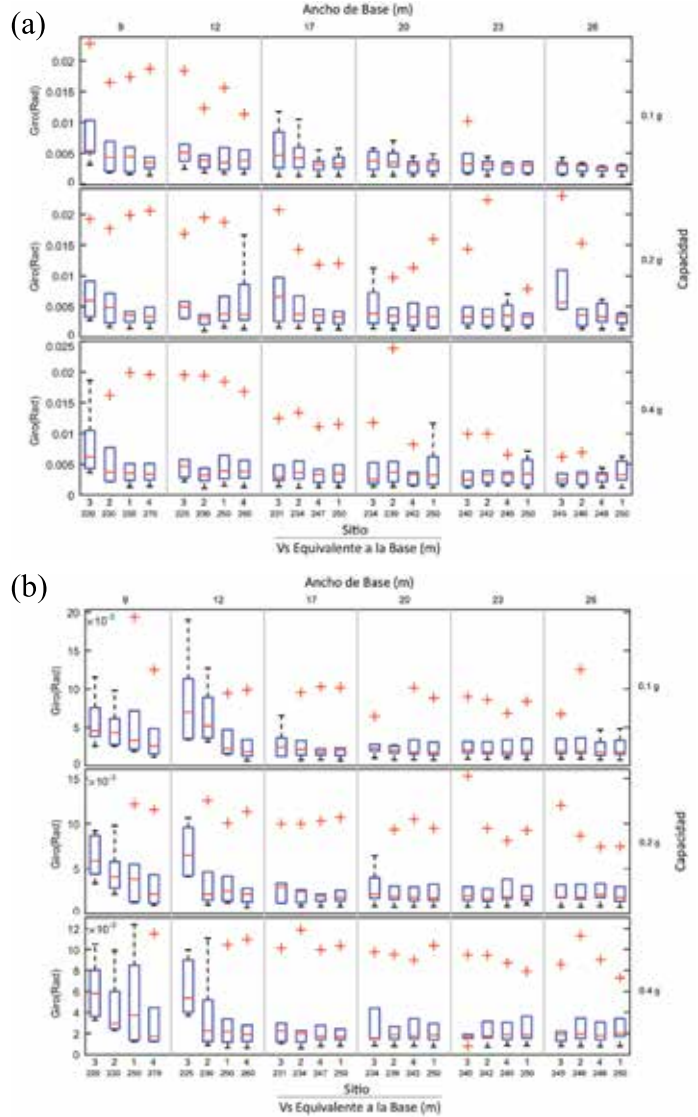
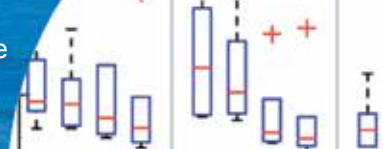


Figura 10: Distribución del giro de fundación según ancho de fundación para período: a) 0.7 s y b) 1.2 s

Por ejemplo, para el sitio 3 y la fundación de 9 m, $V_s B$ es de 220 m/s, mientras que para el sitio 4 es de 270 m/s, lo que genera que la mediana de los giros máximos es de 0.006 rad y 0.003 rad respectivamente



para el sistema estructural de 0.4g de capacidad y 0.7 s de período fundamental. Por su parte, para el ancho de fundación de 26 m no se aprecia variabilidad en el giro máximo ya que $V_s B$ de todos los sitios tienden a V_{s30} . Finalmente, para analizar objetivamente si existen diferencias de la respuesta de los sistemas suelo – fundación – estructura para cada ancho de fundación, se desarrolla la prueba de Wilcoxon y los resultados se resumen en la Figura 11, donde los cuadros indicados con verde representan los casos en que se diferencia estadísticamente de los demás. Puede observarse que, en general, a medida que aumenta la capacidad del sistema estructural, aumenta la cantidad de diferencias encontradas, por lo que el efecto del ancho de fundación toma relevancia en sistemas en que la respuesta de la estructura es predominantemente elástica. Además las diferencias se concentran entre los casos que tienen mayor contraste del tamaño de fundación, o sea donde se concentran los mayores contrastes de V_s equivalente al ancho ($V_s B$, ver Tabla 4) para todos los sitios de fundación evaluados. Aunque no se puede comparar directamente por período, ya que las estructuras de período distinto están sometidas a diferente niveles de sollicitación, se puede ver que existen menos diferencias en el período 0.3 s con 0.1g de capacidad que en los demás casos. Se puede inferir que a mayor capacidad de las estructuras, o a menor demanda solicitante, y a respuesta de la estructura en el rango elástico, la configuración estratigráfica se hace más importante.

Tabla 4: Valores del V_s equivalente a un ancho de fundación $V_s B$ para cada fundación utilizada

Sitio	Ancho de fundación B , m					
	9	12	17	20	23	26
1	250	250	250	250	250	250
2	230	230	234	239	242	245
3	220	225	231	234	240	246
4	270	260	247	242	245	248

Conclusiones

Se desarrollan análisis numéricos que permiten explorar el efecto de la distribución de V_s en el nivel de daño y desempeño sísmico de estructuras simples sobre losas de fundación y suelos granulares. Los

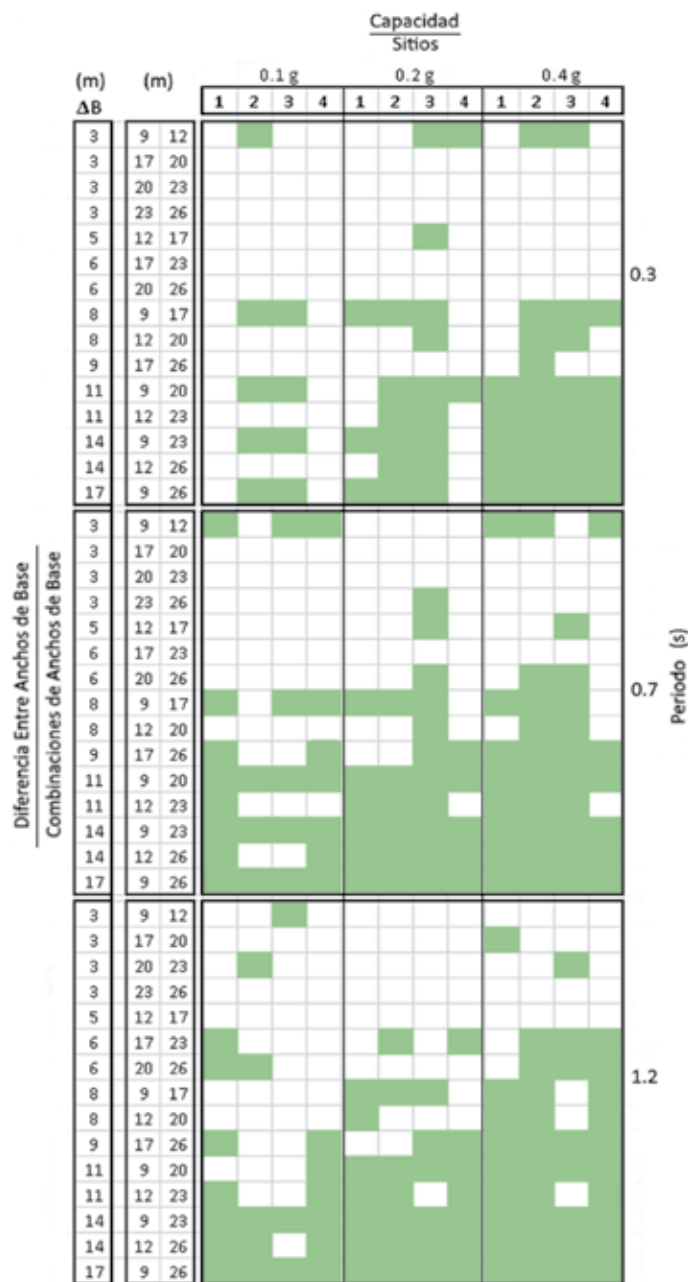


Figura 11: Diferencias estadísticamente significativas entre anchos de fundación

resultados sugieren que estructuras fundadas en sitios de igual V_{s30} e igual clasificación sísmica, pero con distinta configuración estratigráfica, presentan diferencias de comportamiento estructural. Se observa que pueden haber casos en que la clasificación de sitios de fundación en base a un indicador promedio, y la definición de una única demanda sísmica para esos sitios, tiende a subestimar los efectos de interacción suelo – fundación – estructura en la repuesta sísmica de las estructuras, particularmente en los casos en que

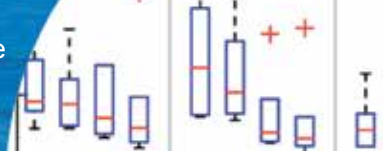
la rigidez del suelo inmediatamente bajo la fundación contrasta con la media de los 30 m. Se observa una relación inversa entre el máximo desplazamiento lateral del techo de la estructura (*drift*) y el máximo giro de fundación, en que mientras más flexible es el suelo inmediatamente bajo la fundación, mayor es el giro de fundación y menor es el *drift*. Por el contrario, si el estrato superficial es más rígido, aumenta el *drift* y disminuye el giro de fundación, por lo que se podría tener que para sitios de fundación de igual clasificación, pero distinta distribución de V_s , sometidos a la misma demanda, el nivel de daño estructural sería distinto y el rol que tendría el suelo y la estructura en el desempeño del sistema suelo – fundación – estructura sería diferente, en términos de concentrar la disipación de la energía y la incursión en el rango no lineal. Al analizar los resultados respecto del ancho de fundación, se observa que a mayor contraste en el V_s equivalente a un ancho de fundación $V_s B$, existen mayores diferencias estadísticamente significativas, y a medida que éste aumenta, el daño estructural caracterizado por el *drift* también, especialmente para las bases más pequeñas, donde el contraste entre $V_s B$ es mayor. Estos resultados sugieren que el parámetro $V_s B$ sería un mejor indicador de la rigidez del sitio de fundación que el V_{s30} , especialmente para estructuras con ancho de fundación pequeño. Se requiere profundizar la investigación en este aspecto, realizando mayor cantidad de análisis con el fin de complementar los códigos de diseño sísmico. La distribución de la rigidez del sitio de fundación es particularmente relevante cuando las estructuras trabajan en la zona de transición entre el rango elástico y la fluencia de la curva de capacidad, ya que en esos casos se encontraron diferencias en el *drift* máximo de hasta 80% entre un sitio y otro. Por otra parte, las diferencias entre sitios de fundación tiende a atenuarse cuando la estructura alcance niveles de daño importante y la incursión en el rango no lineal sea elevada, con demandas de ductilidad de desplazamiento de techo del orden de 5, llegando a un nivel de desempeño de seguridad de la vida.

Agradecimientos

La investigación se desarrolló gracias al financiamiento otorgado por el proyecto DIUBB #140714 2/I, patrocinado por la Universidad del Bío-Bío.

Referencias

- Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Loli, M., Apostolou, M. and Gerolymos, N. (2010). Soil failure can be used for seismic protection of structures. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8(2), 309–326
- ASCE (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-10
- ATC (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Applied Technology Council. FEMA 440
- Bielak, J., Loukakis, K., Hisada, Y. and Yoshimura, C. (2003). Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions, part I: Theory. *Bulletin of the Seismological Society of America* 93(2), 817–824
- Borcherdt, R.D. (1994). Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification). *Earthquake Spectra* 10(4), 617–653
- BSSC (2003). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. FEMA 450 and Building Seismic Safety Council
- Conover, W.J. (1998). *Nonparametric statistics*. John Wiley and Sons
- Dobry, R., Martin, G.M., Parra, E. and Bhattacharyya, A. (1992). Development of site-dependent ratios of elastic response spectra (RRS) and site categories for building seismic codes. NCEER/SEAOC/BSSC Workshop on Site Response during Earthquakes and Seismic Code Provisions
- Elgamal, A., Yang, Z. and Parra, E. (2002). Computational modeling of cyclic mobility and post-liquefaction site response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22(4), 259–271
- ECS (2004). Design of structures for earthquake resistance. Eurocode 8. European Committee for Standardization
- Ghannad, M.A. and Jafarieh, A.H. (2014). Inelastic displacement ratios for soil–structure systems allowed to uplift. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 43(9), 1401–1421



- Gazetas, G. and Apostolou, M. (2004). Nonlinear soil–structure interaction: foundation uplifting and soil yielding. Third USA-Japan Workshop on Soil-Structure Interaction. Menlo Park, California, USA.
- Jeremić, B., Jie, G., Preisig, M. and Tafazzoli, N. (2009). Time domain simulation of soil–foundation–structure interaction in non-uniform soils. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **38**(5), 699–718
- Joyner, W.J. and Boore, D.M. (1993). Methods for regression analysis of strong-motion data. *Bulletin of the Seismological Society of America* **83**(2), 469–487
- Kausel, E. (1976). Soil - structure interaction. Soil dynamics for earthquake design. International Centre for Computer-aided Design ICCAD, Santa Margherita, Italy
- Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., Massone, L., Boroschek, R. and Yañez, F. (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings* **1**(3), 181–194
- Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of Engineering Mechanics Division* **95**(4), 859–878
- McGann, C.R., Arduino, P. and Mackenzie-Helnwein, P. (2012). Stabilized single-point 4-node quadrilateral element for dynamic analysis of fluid saturated porous media. *Acta Geotechnica* **7**(4), 297–311
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G.L. (2006). The Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES). User command-language manual. University of California, USA
- MINVU (2011). DS 61. Diseño sísmico de edificios. Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
- Moghaddasi, M., Cubrinovski, M., Chase, J.G., Pampanin, S. and Carr, A. (2011). Effects of soil–foundation–structure interaction on seismic structural response via robust Monte Carlo simulation. *Engineering Structures* **33**(4), 1338–1347
- Mylonakis, G. and Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental?. *Journal of Earthquake Engineering* **4**(3), 277–301
- NCh 433 (2009). Diseño sísmico de edificios. NCh 433 Of.1996 Mod 2009. INN, Santiago
- Stewart, J., Fenves, G. and Seed, R. (1999). Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **125**(1), 26–37
- SEAOC (1995). A framework for performance-based in earthquake engineering. Structural Engineers Association of California. Vision 2000 committee
- Yang, Z., Lu, J. and Elgamal, A. (2008). OpenSees Soil Models and Solid-Fluid Fully Coupled Elements User’s Manual. San Diego, USA: University of California.
- Yoshimura, C., Bielak, J., Hisada, Y. and Fernández, A. (2003). Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions, part II: Verification and Applications. *Bulletin of the Seismological Society of America* **93**(2), 825–841
- Zhang, G. and Zhang, J. (2009). State of the art: Mechanical behavior of soil–structure interface. *Progress in Natural Science* **19**(10), 1187–1196



Análisis de la influencia de la profundidad de cimentación en la disminución de asentamientos en losas de fundación combinadas con pilotes

Analysis of the influence of the foundation depth on the reduction of settlements in piled raft foundations

Fecha de entrega: 19 de diciembre 2016

Fecha de aceptación: 5 de octubre 2017

Luis O. Ibáñez Mora

Facultad de Construcciones, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Carretera de Camajuani km 5 1/2, Santa Clara, Villa Clara, CP 408000, Cuba, ibanez@uclv.edu.cu

El empleo de losas de fundación combinadas con pilotes constituye una variante de cimentación en aquellos terrenos muy deformables sometidos a grandes cargas. De vital importancia en el proceso de diseño es estimar los asentamientos que se pueden generar y proponer una cantidad de pilotes que garanticen se cumpla con los criterios de capacidad de carga y asentamientos admisibles. Resultados experimentales sugieren que en la medida en que se aumente la profundidad de cimentación, esta comienza a trabajar como un cimiento compensado y disminuyen los asentamientos totales. En este trabajo se muestran los resultados obtenidos con el empleo de programas computacionales profesionales y hojas de cálculo programadas en MathCad, para determinar la curva estimada carga versus asentamiento. Se demuestra la influencia de la profundidad de cimentación en la disminución de los asentamientos en fundaciones flotantes combinadas con pilotes.

Palabras clave: pilotes, fundaciones flotantes, modelación numérica, diseño, asentamiento

The employment of piled raft foundations constitutes a variant of foundation in grounds with very compressible soils and under large loads. Of vital importance in the design process it is the estimation of the settlement and the proposal of the quantity of piles that guarantee the compliance of the criteria of bearing capacity and allowable settlements. Experimental results suggest that when the depth of foundation increases, the foundation begins to work as a compensated foundation diminishing the total settlements. In this work, results of loads versus settlements obtained with the employment of professional computational programs and spreadsheets programmed in MathCad are shown. It is demonstrated the influence of the depth of foundation on the decrease of the settlement in piled raft foundations.

Keywords: piles, compensated foundation, numerical modelling, design, settlement

Introducción

Las losas de fundación combinadas con pilotes LCP, también conocidas como balsas combinadas con pilotes BCP o fundación flotante con pilotaje, constituye un sistema constructivo caracterizado por la acción conjunta de ambos elementos: losa y pilotes, con la función de transmitir al terreno las cargas de la superestructura que se ha de cimentar. En las últimas décadas son numerosas las investigaciones y desarrollos conceptuales que han conducido a mejorar el conocimiento del comportamiento conjunto de la losa y pilotes (Cunha, 2000a,b, 2001; Fleming *et al.*,

2009; O'Neill, 2001; Poulos, 2001a,b; Van Impe y Lungu, 1996), y que hacen de este sistema constructivo una alternativa de cimentación asociada en general a edificios en altura cimentados sobre suelos granulares y en particular sobre suelos arcillosos en estado normalmente consolidados o sobre consolidados. A pesar de que esta variante viene usándose con cierta frecuencia, en la mayoría de los casos su proyecto se apoya en la intuición y experiencia del ingeniero más que en un análisis debidamente fundamentado. El análisis de la interacción entre los tres elementos: losa, pilotes y suelo es de primordial importancia

para la evaluación de los asentamientos del conjunto, sean uniformes o diferenciales. A su vez, una acertada predicción de los asentamientos es indispensable para verificar que los requerimientos en el estado de servicio se vean cumplidos. Resumidamente, la losa y los pilotes son responsables de transferir las cargas actuantes al terreno, activando la capacidad portante de las distintas capas de este último. Además de esto, la cimentación en LCP tiene efectos positivos adicionales respecto a una losa de cimentación única como:

1. Aumento de la capacidad portante de la cimentación
2. Limitación de la descarga del suelo durante la ejecución de la excavación, debido a que los pilotes, que en esta etapa trabajan a tracción, previenen la liberación de tensiones en el mismo. Evitando los levantamientos excesivos de la base de la excavación.
3. Reducción de las tensiones transmitidas al suelo a través de la losa de cimentación mediante una adecuada elección del número y disposición de los pilotes.
4. Reducción del riesgo de fallas o fisuras en elementos de la superestructura, en particular las fachadas de los edificios.
5. Implementación de un bloque excéntrico que impide el volcamiento en el caso de cargas actuantes excéntricas, mediante un arreglo asimétrico de los pilotes.

En este trabajo se analizará la influencia de la profundidad de cimentación en la disminución de asentamientos en las LCP, principio de trabajo de las cimentaciones compensadas.

Cimentaciones compensadas

Las cimentaciones totalmente compensadas son aquellas en que el peso de la estructura es igual a la carga del material excavado, en donde se va a construir la cimentación que soportará dicha estructura. Por su parte las cimentaciones parcialmente compensadas pueden ser de dos tipos:

1. Cimentación sub compensada: el peso de la estructura es menor que la carga del material excavado
2. Cimentación sobre compensada: el peso de la estructura es mayor que la carga del material excavado

El empleo de cimentaciones compensadas inicialmente se remonta a la necesidad de garantizar estructuras de cimentación en suelos muy compresibles, donde se garantice el criterio de asentamiento sin la necesidad de acudir a cimentaciones sobre pilotes (Juárez y Rico, 1969; Jiménez *et al.*, 1986). En cimentaciones compensadas total o parcialmente, se busca reducir los incrementos de esfuerzos netos a distintas profundidades, por medio de una excavación (sótano). Para ello, en el cálculo de los asentamientos deberá restarse a los esfuerzos transmitidos por la estructura, el esfuerzo producto del material excavado. La Figura 1 muestra el efecto de sótano en el alivio de esfuerzos debido a la excavación de profundidad D y suelo de peso unitario γ y viene dado por $q_{exc} = D\gamma$, siendo la carga total del edificio $q_{edificio}$ igual al peso del edificio $P_{edificio}$ dividido por el ancho y largo del edificio en planta, $q_{edificio} = P_{edificio}/BL$. Se tiene entonces que q_{exc} ya generó asentamientos antes de la construcción y que solo parte de $q_{edificio}$ es nueva para el suelo y ocasiona asentamientos. Por lo tanto se tiene por lo tanto que $q_{neta} = q_{edificio} - q_{exc}$ y el cálculo del incremento de carga vertical $\Delta\sigma_z$ se debe hacer con q_{neta} .

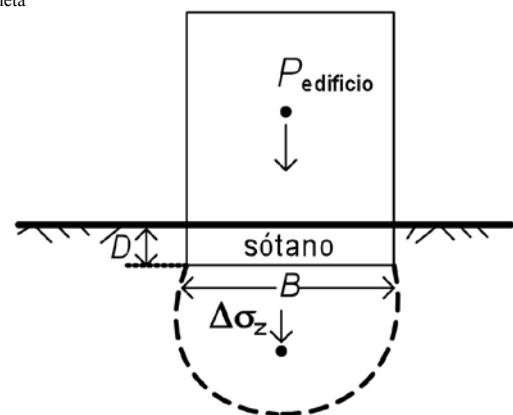
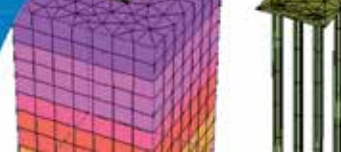


Figura 1: Cimentaciones compensadas

Adicionalmente, deberá trabajarse con los rangos de preconsolidación de las curvas esfuerzo y



asentamiento, en las áreas donde la remoción de la carga haya producido preconsolidación del material. Debe verificarse que la presión neta tenga un factor de seguridad mínimo de 1.5 contra asentamientos, respecto a la presión de preconsolidación en los suelos influenciados por el cajón de sótano, con el fin de evitar asentamientos excesivos. La remoción de la sobre carga cuando se excava al nivel de la cimentación causa una expansión del fondo de la excavación. Después de aplicar la carga el suelo se recomprime, después de que la carga se incrementa hasta la presión original de la sobrecarga, ocurre la recompresión inmediata. Estos movimientos son insignificantes en caso de cimentaciones poco profundas pero se deben tomar en cuenta en cimentaciones profundas (Tomlinson, 1986).

Cálculo de asentamientos en cimentaciones compensadas

El incremento de edificios de gran altura alrededor del mundo y la necesidad de utilizar el espacio bajo la superficie ha dado como resultado el surgimiento de muchos proyectos con varios niveles de sótanos. Cuando en estas estructuras se utiliza la cimentación LCP, el proceso de construcción y la aplicación o remoción de cargas son factores muy importantes en el comportamiento final de la cimentación. El proceso de excavación e instalación de los pilotes también es un factor importante. En edificios con excavaciones superficiales la instalación de los pilotes puede ser ejecutada antes de la excavación (Figura 2). En otros casos cuando debe ser alcanzada una gran

profundidad, los pilotes pueden ser colocados luego de la excavación.

Otros de los aspectos a tener en cuenta para determinar los asentamientos en la cimentación son: el proceso de excavación, el tiempo entre el fin de la excavación y la construcción de la balsa, la variación del nivel freático y el tiempo de la construcción. Considerando lo anteriormente dicho (Sales *et al.*, 2009) presentan un método de análisis simplificado. Este método puede ser aplicado en tres etapas como se muestra en la Tabla 1.

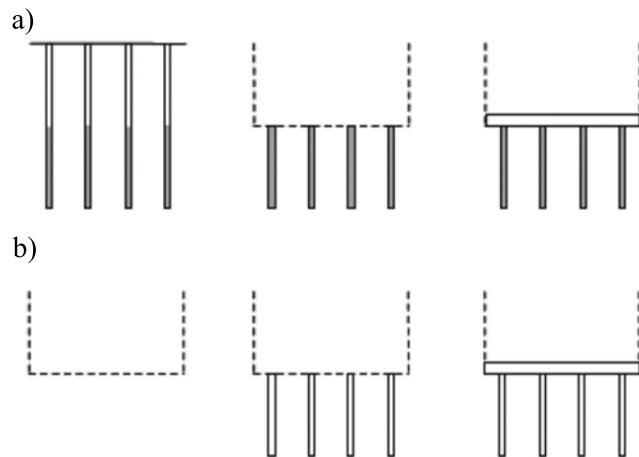


Figura 2: Diferentes formas de construcción de LCP compensadas, a) los pilotes se colocan antes de la excavación y b) los pilotes se colocan después de la excavación (Poulos, 2001a)

Métodos de análisis de balsas combinadas con pilotes

Varios métodos de análisis para LCP se han desarrollado, entre los mismos se reconocen los métodos de cálculo simplificado, los métodos

Tabla 1: Etapas de análisis para una cimentación en LCP (Sales *et al.*, 2009)

Etapas	Período de construcción	Carga total V	Condiciones del suelo	Cálculos		
				S	P'	R y R'
1 A	Construcción balsa	$V = Rf$	Sobre consolidado, no drenado	S_0	P'_0	R'_0
1 B	Comienzo de la estructura	$Rf < V \leq Ex'$	Sobre consolidado, no drenado	$S_0 + \Delta S_1$	$P'_0 + \Delta P'_1$	$R'_1 = R'_0 + \Delta R'_1, R_1$
2	Comienza a actuar la carga de la estructura	$Ex' < V \leq G$	Estado no drenado	$S_0 + \Delta S_2$	$P'_0 + \Delta P'_2$	$R'_2 = R'_1 + \Delta R'_2, R_2$
3	Periodo después de la construcción	$V = G + P$	Estado drenado	$S_0 + \Delta S_3$	$P'_0 + \Delta P'_3$	$R'_3 = R'_1 + \Delta R'_3, R_3$

Rf : peso de la balsa; S : asentamiento; P' : carga que actúa sobre el grupo de pilotes; R : carga resultante de la balsa; R' : carga de la balsa; Ex' : carga efectiva del suelo excavado; $\Delta P'$: incremento de la carga efectiva del grupo de pilotes; $\Delta R'$: incremento de la carga efectiva en la balsa; G : carga muerta (peso de la estructura), varía con el tiempo; P : carga viva; 1, 2 y 3: etapas de construcción

computacionales aproximados y los métodos computacionales rigurosos. Entre los métodos simplificados, podemos citar los propuestos por Poulos y Davis (1980), Randolph y Wroth (1979), Randolph (1994), Van Impe y De Clerq (1995) y Burland (1995). En todos ellos se realiza una simplificación en la modelación del suelo, y la forma de aplicación de la carga. A continuación se describe el método de Poulos y Davis (1980), utilizado en este trabajo el desarrollo de las hojas de cálculo en MathCad. Las hipótesis del mismo se basan en considerar que la capacidad de carga última de la cimentación en su conjunto bajo carga vertical toma uno de los siguientes valores:

- La suma de la capacidad de carga de la balsa más la capacidad de carga de todos los pilotes o
- La suma de la capacidad de carga del bloque que conforman los pilotes y la balsa, más la porción restante de la balsa

Es importante destacar que la capacidad de carga del pilote aislado se verá afectado por el efecto de pilotes vecinos, lo que se conoce como eficiencia de grupo y puede variar entre $\xi = 0.7$ a 1. Para estimar el comportamiento de la fundación usando la curva carga versus asentamiento de la cimentación balsa con pilotaje, se aplica las expresiones propuestas por Randolph (1994) y se determina la rigidez de la cimentación LCP como:

$$K_{pg} = \frac{K_p + K_r (1 - \alpha_{cp})}{1 - \alpha_{cp}^2 \left(\frac{K_r}{K_p} \right)} \quad (1)$$

Donde K_{pg} es la rigidez de la cimentación balsa pilote, K_p es la rigidez del pilote, K_r es la rigidez de la balsa y α_{cp} es un factor de interacción balsa pilote. El valor de α_{cp} según Randolph y Clancy (1994) puede adoptarse igual a 0.8 para grandes grupos de pilotes. La porción de la carga total que toma la losa se expresa como:

$$X = \frac{K_r (1 - \alpha_{cp})}{K_p + K_r (1 - \alpha_{cp})} \quad (2)$$

Conociendo estos coeficientes se puede confeccionar

la curva estimada carga versus asentamiento de la cimentación tal como se muestra en la Figura 3.

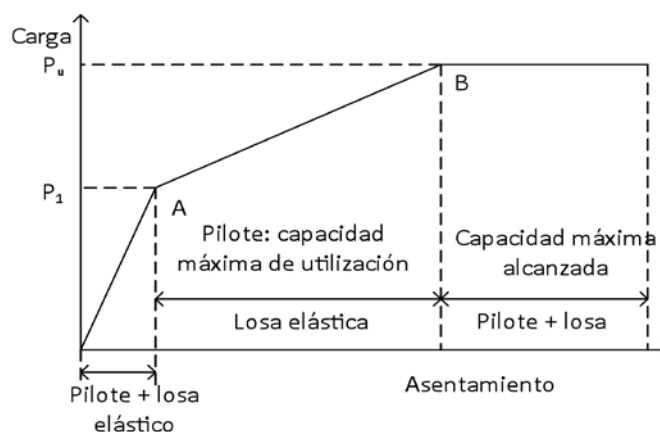
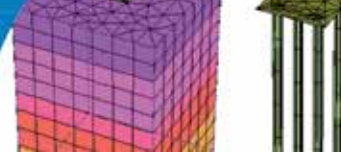


Figura 3: Curva carga versus asentamiento para la cimentación de losa combinada con pilotes

Varios programas de cómputo también han sido desarrollados para el análisis de LCP, entre los que se pueden citar el programa Tief Geotec (2007) y Plaxis (2004). El programa Plaxis fue concebido inicialmente para el análisis de diques construidos sobre las capas de suelo blando que forman el subsuelo de Holanda. Actualmente, las aplicaciones de Plaxis engloban la mayoría de los problemas de ingeniería geotécnica, tanto de mecánica de suelos como de mecánica de rocas. Aunque las aplicaciones del programa en problemas de geotecnia parecen estar totalmente resueltos, en realidad no es así, ya que los programas han sido desarrollados partiendo de la filosofía inicial del estudio del subsuelo sometido a grandes cargas y a grandes excavaciones subterráneas, incluyendo en todos ellos el problema de flujo y ofreciendo la posibilidad del análisis mediante diferentes modelos de comportamiento del terreno.

El ejemplo real a analizar en el trabajo es el propuesto por O'Neill *et al.* (2001), este consiste en una balsa de cimentación de 5 m x 5 m y un espesor de 0.5 m y con cuatro pilotes de 16 m de longitud y 0.5 m de diámetro, espaciados a 3 m. Las condiciones del subsuelo son similares a las de Surfes Paradise en Australia y son resultado de ensayos realizados en el terreno, las propiedades del suelo adoptadas para el análisis se pueden observar en la Figura 4. El suelo de Surfes Paradise tiene una elevada capacidad de carga en la superficie lo que hace favorable el uso de



cimentaciones en balsa, pero la alta compresibilidad de la turba orgánica puede ser el causante de asentamientos excesivos para los edificios cimentados en esa zona, es por esto la necesidad del uso de cimentaciones en LCP.

0.0		Capa 1: Arena suelta a media	$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 28^\circ$, $E_s = 6 \text{ MN/m}^2$, $\mu = 0.3$
5.0		Capa 2: Arena densa	$\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 36^\circ$, $E_s = 30 \text{ MN/m}^2$, $\mu = 0.3$
13.0		Capa 3: Turba orgánica	$\gamma_{\text{sat}} = 17 \text{ kN/m}^3$, $c = 25 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 0^\circ$, $E_s = 8 \text{ MN/m}^2$, $\mu = 0.35$
16.0		Capa 4: Arena muy densa	$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 36^\circ$, $E_s = 35 \text{ MN/m}^2$, $\mu = 0.3$
22.0		Capa 5: Arcilla rígida	$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$, $c = 80 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 0^\circ$, $E_s = 20 \text{ MN/m}^2$, $\mu = 0.35$
30.0			

Figura 4: Propiedades del suelo utilizadas en el análisis (O'Neill et al., 2001)

Para la modelación del problema inicialmente se utiliza el programa Plaxis. Para la modelación del suelo y basados en el material que lo compone (arena principalmente) es preferible utilizar el criterio de falla de Mohr-Coulomb por su simplicidad y rapidez para realizar un análisis preliminar. La balsa fue modelada utilizando el comando *Floor* y los pilotes utilizando *Pile* con los apropiados parámetros geométricos y geotécnicos que se pueden ver resumidos en la Tabla 2. La cimentación deberá soportar una carga de servicio de 215 kN/m².

En la Figura 5 se puede observar el modelo de la cimentación realizado en el programa Plaxis y en la Figura 6 se presenta la curva carga versus asentamiento obtenida como resultado del análisis. En terreno se obtuvo un asentamiento máximo de 0.335 m. Los asentamientos absolutos fueron medidos desde la construcción del edificio en Surfers Paradise en Australia hasta los 10 años de vida de esta edificación, con la utilización de las mediciones topográficas realizadas (O'Neill et al., 2001).

Tabla 2: Parámetros utilizados en el análisis

Parámetro	Balsa	Pilote
Módulo general de deformación E , MPa	34000	23500
Razón de Poisson	0.2	0.2
Espesor/diámetro, m	2.5	0.9
Cantidad	1	4

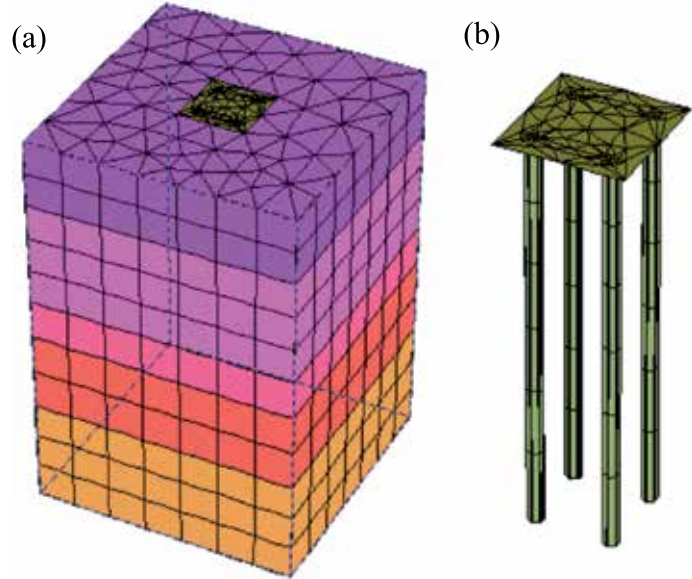


Figura 5: a) Modelación de las capas de suelo y b) de la cimentación en LCP

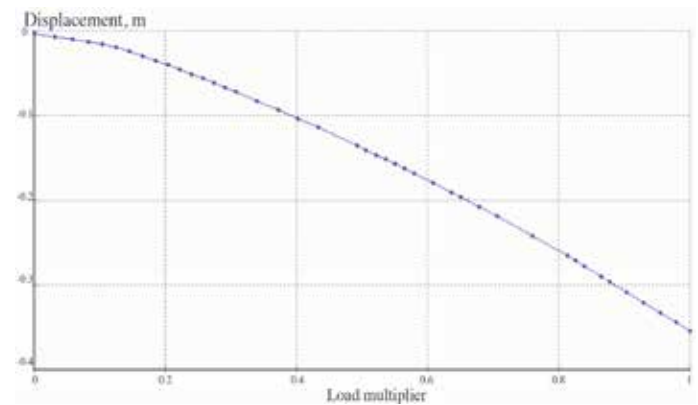


Figura 6: Curva carga versus asentamiento U obtenida para una profundidad de cimentación de 0 m

Los valores de asentamiento estimados para esta cimentación con el uso de las hojas de cálculo programadas en MathCad (2004) y Tief Geotec fueron algo mayores, pero casi similares y muy cercanos a los valores medidos en terreno como se puede observar en la Tabla 3.

Tabla 3: Asentamiento obtenido con el uso de diferentes programas computacionales

Programa utilizado	Asentamiento, cm
Plaxis	35.5
Tief Geotec	37.9
MathCad	36.6
Valores medidos en el terreno	33.5

Estos resultados demuestran la validez de los modelos utilizados con los software Plaxis y Tief Geotec, además de las potencialidades del empleo de hojas de cálculo como ayuda en el análisis y solución de problemas ingenieriles complejos.

Efecto de la profundidad de cimentación en la modelación de LCP

Con el fin de analizar la influencia de la profundidad de cimentación en el comportamiento de LCP se realizaron tres modelos en los programas Plaxis, Tief Geotec y las hojas de cálculo en MathCad para profundidades de cimentación de 0, 3 y 6 m. Para una profundidad de cimentación diferente de 0 las paredes de la excavación fueron modeladas utilizando el comando *Wall* en el programa Plaxis. En la Figura 7 se observa el modelo de la cimentación en LCP para una profundidad de cimentación de 3 y 6 m.

Como se observa en la Figura 8 el aumento de la profundidad de cimentación en cimentaciones en LCP trae consigo una disminución considerable en los asentamientos del sistema. También se puede observar en la Tabla 5 y en la Figura 9 que los resultados obtenidos con el uso de los programas Plaxis, Tief Geotec y las hojas de cálculo son similares, demostrando una vez más que son un medio seguro y sencillo para realizar el análisis de cimentaciones en LCP.

Tabla 5: Resultados obtenidos para profundidades de cimentación de 0, 3 y 6 m

Profundidad de cimentación D_f m	Asentamiento, cm		
	Plaxis	Tief Geotec	MathCad
0	35.50	37.94	36.62
3	14.80	17.20	15.68
6	11.40	9.74	9.02

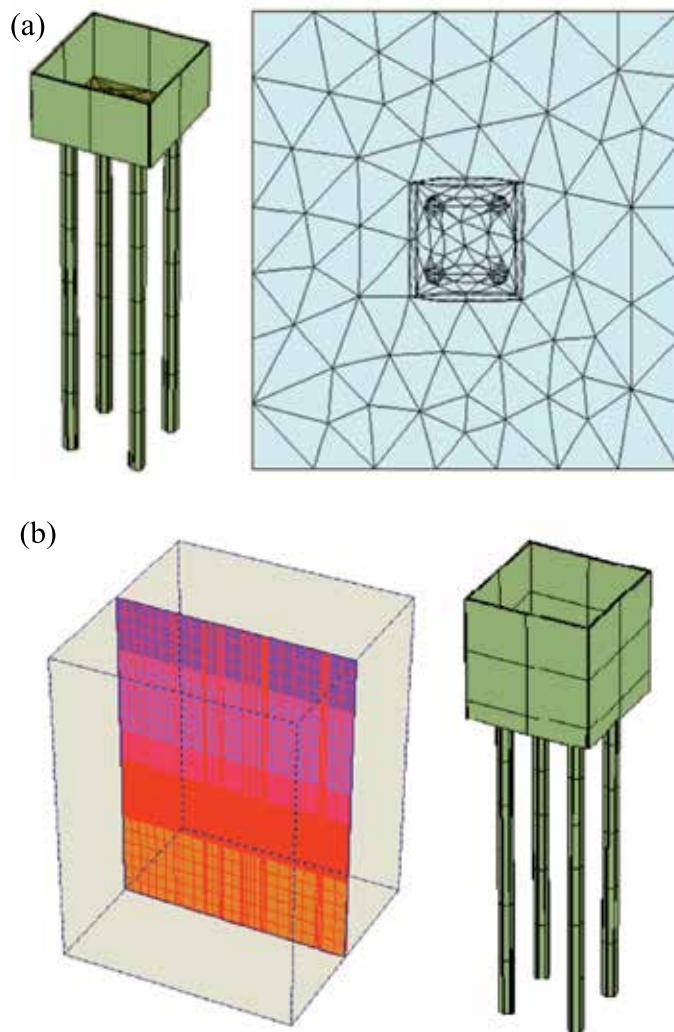


Figura 7: Modelación de la cimentación en LCP para profundidades de a) 3 y b) 6 m

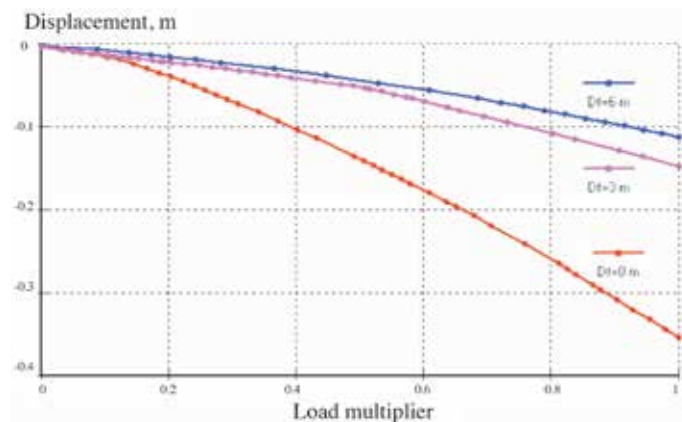


Figura 8: Curvas carga versus asentamiento para profundidades de cimentación D_f de 0, 3 y 6 m

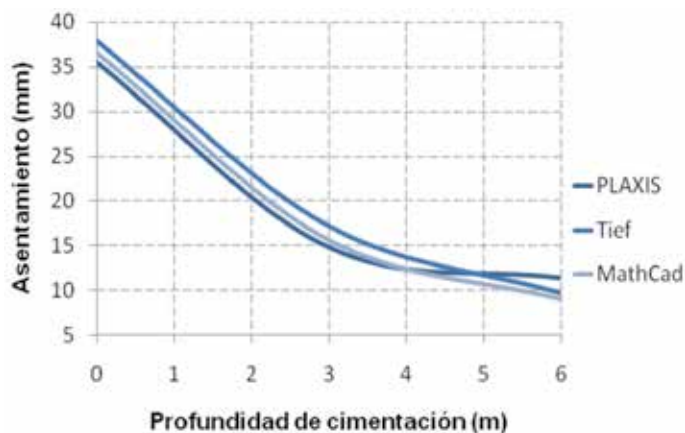


Figura 9: Resultados obtenidos para profundidades de cimentación de 0, 3 y 6 m

Como se observa en la Figura 9, el aumento de la profundidad de cimentación, provoca una disminución en los asentamientos, lo que se explica porque el esfuerzo que transmite la estructura se ve contrarrestado por el material excavado, principio de trabajo de las cimentaciones compensadas y en correspondencia con lo propuesto por Sales *et al.* (2009).

Conclusiones

Como conclusiones de este trabajo se pueden señalar que se demuestra la validez del empleo de cimentaciones flotantes combinadas con pilotes como una cimentación adecuada para soportar grandes cargas y obtener menores asentamientos. Finalmente, el empleo de modelos simplificados para el análisis de cimentaciones flotantes combinadas con pilotes permiten obtener resultados satisfactorios, próximos a los medidos en terreno y similares a los obtenidos con programas computacionales complejos.

Agradecimientos

El autor agradece a la Universidad de Brasilia, en especial al Programa de Post Graduado en Geotecnia y de manera destacada al Profesor Renato P. Cunha. A CAPES/Brasil por el apoyo financiero para la realización de este trabajo y estancia en la Universidad de Brasilia.

Referencias

- Burland, J.B. (1995). Piles as settlement reducers. *19th Italian Congress on Soil Mechanics*, Pavia, Italy, 21-34
- Cunha, R.P., Poulos, H.G. and Small, J.C. (2001). Investigation of design alternatives for a piled raft case history. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127(8), 635-641
- Cunha, R.P., Small, J.C. and Poulos, H.G. (2000a). Parametric analysis of a piled raft case history in Uppsala, Sweden. *4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, São Paulo, vol. 2, 381-390
- Cunha, R.P., Small, J.C. and Poulos, H.G. (2000b). Class C analysis of a pile raft case history in Gothenburg, Sweden. *Conference on Developments in Geotechnical Engineering, Thailand*, vol. 1, 271-280
- Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M. and Elson, K. (2009). *Piling engineering*. Taylor & Francis
- Jiménez Salas, J.A., de Justo Alpañes, J.L. y Serrano González, A.A. (1986). *Geotecnia y cimientos*. Editorial Rueda. Madrid, tomos II y III
- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1969). *Mecánica de suelos*. Edición Revolucionaria, La Habana, tomos I y II
- MathCad (2004). User guide MathCad version 14. <http://www.mathsoft.com>
- O'Neill, M.W., Caputo, V., De Cock, F., Hartikainen, J. and Mets, M. (2001). Case histories of pile-supported rafts. Report for ISSMFE TC18, University of Houston, Texas
- Plaxis (2004). Plaxis 3D Foundations. Tutorial manual version 1.6.
- Poulos, H.G. (2001a). Methods of analysis of piled raft foundations. Report Prepared on TC18 report on Piled Foundations, ISSMGE
- Poulos, H.G. (2001b). Piled raft foundations: design and applications. *Géotechnique* 51(2), 95-113
- Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980.). *Pile foundation analysis and design*. John Wiley and Sons

- Randolph, M.F. (1994). Design methods for pile groups and piled rafts. *13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, vol. 5, 61-82
- Randolph, M. and Clancy, P. (1994). Design and performance of a piled raft foundation. *Conference on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*. Settlement'94, ASCE GSP, 314-324
- Randolph, M.F. and Wroth C.P. (1979). An analysis of the vertical deformation of pile groups. *Géotechnique* 29(4), 423-439
- Sales, M.M., Small, J.C. and Poulos, H.G. (2009). Compensated piled rafts in clayey soils: behaviour, measurements, and predictions. *Canadian Geotechnical Journal* 47(3), 327-345
- Tief Geotec (2007). Geotec Office 9.2 SP 1, tutorial manual.
- Tomlinson, M.J. (1986). *Foundation design and construction*. Longman Scientific and Technical, Harlow, 5th edn.
- Van Impe, W.F. and De Clerq, Y. (1994). A piled raft interaction model. *Fifth International Conference on Piling and Deep Foundations*, Bruges, 1.3.1-1.3.10
- Van Impe, W.F. and Lungu, I. (1996). Technical report on settlement prediction methods for piled raft foundations. Ghent University, Belgium

Reliability-based designs procedure of earth retaining walls in geotechnical engineering

Procesos para los diseños por confiabilidad de muros de contención en ingeniería geotécnica

Fecha de entrega: 31 de octubre 2016

Fecha de aceptación: 16 de agosto 2017

Juan C. Viviescas¹, Juan P. Osorio^{1 2} and Julio E. Cañón³

¹ GeoResearch International – GeoR, Escuela Ambiental, Facultad de Ingeniería, Universidad de Antioquia UdeA, Calle 70 No. 52-21, Medellín, Colombia, juan.viviescas@udea.edu.co, juan.osorio@udea.edu.co

² School of Civil and Structural Engineering, Dublin Institute of Technology, Bolton Street, Dublin 1, Ireland

³ Grupo de Investigación en Gestión y Modelación Ambiental GAIA, Facultad de Ingeniería, Universidad de Antioquia, SIU/UdeA, Calle 70 N° 52-21, Medellín, Colombia, julio.canon@udea.edu.co

The design and construction of foundations, retaining structures and slopes are usually based on deterministic formulations that do not allow the distinction between the natural variability and the inherent dispersion in the geotechnical parameters. Due to the inherent variability of the soil properties, there is a growing trend to implement reliability-based designs in geotechnical engineering to reduce design uncertainties by probabilistic methods. The reliability designs require the definition of the probability density functions of the geotechnical properties, as well as knowledge of the spatial variability of soils. This paper identifies the procedures, type of soil investigations, simulations and the most commonly studied areas in geotechnical reliability-based designs. The importance of the correlation length in defining the reduction factors to determine the probabilities of occurrence of events, with Monte Carlo as the most used simulation method in this type of designs, is highlighted. The most commonly studied problems in this regard are related to foundation design and slope stability analyses whereas earth retaining walls and gabion walls are the less studied. Furthermore, no study was found in the determination of the variation of the soil-wall friction nor in the geological influence for this type of structures, which implies a great potential for future research in these areas.

Keywords: earth retaining wall, soil-wall friction, geological influence, probability of failure

El diseño y construcción de cimentaciones, estructuras de contención y taludes se basan generalmente en formulaciones deterministas que no permiten la distinción entre la variabilidad natural y la dispersión inherente de los parámetros geotécnicos. Debido a la variabilidad inherente de las propiedades del suelo, existe una tendencia cada vez mayor en la implementación de diseños basados en la confiabilidad en geotecnia, con el fin de reducir las incertidumbres con métodos probabilísticos. Los diseños por confiabilidad requieren la definición de las funciones de densidad de probabilidad de las propiedades geotécnicas, además de tener el conocimiento de la variabilidad espacial correspondiente a cada tipo de suelo. Este artículo identifica los procedimientos, tipo de investigación del subsuelo, simulaciones y las áreas de estudio más comunes en los diseños geotécnicos basados en la confiabilidad. Se resalta la importancia de la longitud de correlación en la definición de los factores de reducción para determinar las probabilidades de falla y que el método de simulación más utilizado en estos diseños es Monte Carlo. Las áreas de la geotecnia más estudiadas en confiabilidad son las de diseño de cimentaciones y análisis de estabilidad de las laderas, mientras que los análisis de muros de contención y muros de gaviones son los menos estudiados. Por otra parte, no se encontraron estudios en la determinación de la variación de la fricción suelo-muro ni en la influencia geológica para este tipo de estructuras, lo que implica un gran potencial para futuras investigaciones.

Palabras clave: muros de contención, fricción suelo muro, influencia geológica, probabilidad de falla

Introduction

Geotechnical engineering is the area of civil engineering that studies the behaviour of soils and rocks for the design and construction of mainly foundations, retaining walls and slopes. The

mentioned designs require the knowledge of the shear strength properties of soils for each of the layers found during ground investigation where the structures are to be located. These properties can be determined with different types of field or laboratory tests, but are commonly used as deterministic values in the different geotechnical models (Phoon and Kulhawy, 1999b). The main problem of the deterministic methods is the inability to assess the probabilities of events for random phenomena that may occur in the soil. Deterministic formulations cannot distinguish between the natural variability and the inherent dispersion of the geotechnical parameters, as these properties are usually obtained by measures of central tendency or are modified subjectively according to field observations and engineering criteria (Phoon and Kulhawy, 1999b). The uncertainties caused by the random behaviour of soil properties and the hypotheses formulated in the interpretation of the parameters may reduce the accuracy of the bearing capacity, earth pressure and slope stability analyses (e.g. Carlsson, 2005). The implementation of statistical models that are able to estimate the uncertainties of the classic methodologies can overcome the lack of accuracy in the deterministic methods.

Previous research

A variety of works deal with the reliability-based designs in geotechnical engineering, being the most common subject the reliability of slope analysis, with over 200 papers, followed by the reliability of foundations with over 90 papers. Figure 1 shows the amount of papers by subarea.

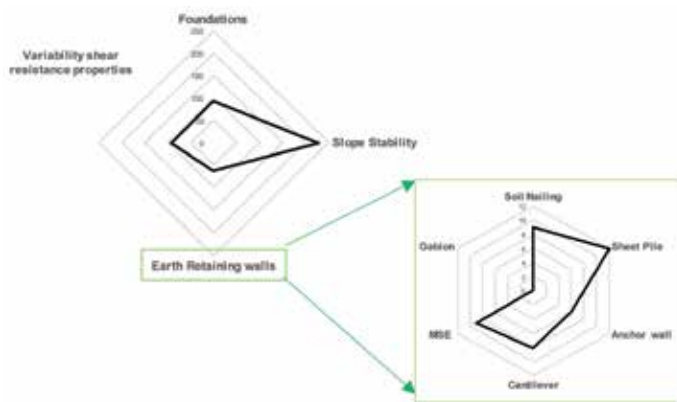


Figure 1: Numbers of papers in reliability based designs in Geotechnics according with the subarea

We made a further refinement with focus on the subject of interest in earth retaining walls. Table 1 presents the state of the art in the reliability design of different type of walls. In the review, pile walls are the most studied structures in reliability-based designs, whilst the anchored walls are the least studied.

Table 1: Summary of reliability based design of earth retaining walls

Type of wall	Reference
Pile wall	Basma, 1991a; Cherubini <i>et al.</i> , 1992; Goh and Kulhawy, 2005; GuhaRay and Baidya, 2015; Koreta <i>et al.</i> , 2015; Li <i>et al.</i> , 2016; Low and Phoon, 2015; Papaioannou and Straub, 2010; Prästings <i>et al.</i> , 2016; Sessa and D’Urso, 2013; Wang, 2013
Soil nailing	Sivakumar Babu and Singh, 2009, 2010, 2011; Cao <i>et al.</i> , 2014; Hui and Zhu, 2013; Lu and Jiang, 2012; Zhang <i>et al.</i> , 2009; Zhao & An, 2011
Cantilever	Fenton <i>et al.</i> , 2005; Goh <i>et al.</i> , 2009; Griffiths <i>et al.</i> , 2008; GuhaRay and Baidya, 2014; Juang <i>et al.</i> , 2013; Liu <i>et al.</i> , 2013; Prada <i>et al.</i> , 2011; Zevgolis and Bourdeau, 2010a; Mandali <i>et al.</i> , 2011
MSE	Basheer and Najjar, 1996; Chalermyanont and Benson, 2004, 2005a, 2005b; Hegazy <i>et al.</i> , 2009; Kim and Salgado, 2012; Miyata and Bathurst, 2012; Zevgolis and Bourdeau, 2008, 2010b
Anchor	Basha and Sivakumar Babu, 2008; Basma, 1991b; Chen <i>et al.</i> , 2011; Cherubini, 1999; Low, 2005

An important feature is the absence of reliability studies in gabion walls. This type of walls is widely used in the world due to their economical and aesthetics characteristics, but they have a variability of dimensions, type of fills and low stiffness. Although this type of walls does not appear in reliability studies, they are commonly found in case history studies and forensic studies. Table 2 shows the quantity of studies carried out on forensic engineering of walls.

Table 2: Number of papers in forensic engineering of wall failures

Wall	Number of papers
Soil nailing	42
Sheetpile	108
Anchor wall	128
Cantilever	93
MSE	57
Gabion	36
Total	464

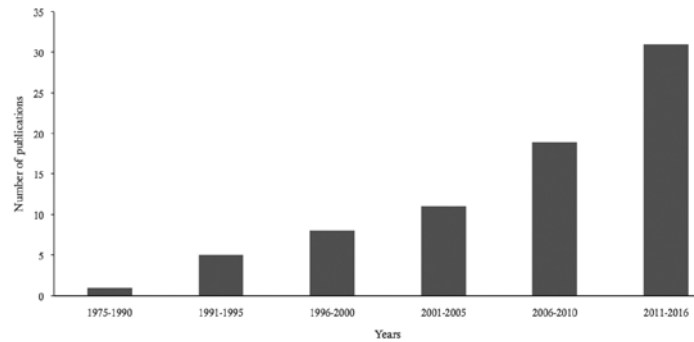


Figure 2: Time line of the evolution in reliability – based designs research works in geotechnical engineering (eje vertical Number of publications)

Procedure for reliability-based design

The reliability-based designs, as the regular deterministic geotechnical ones, require a series of steps to define the different geotechnical properties and field characteristics that affect the probability of failure of geotechnical structures. From 75 references published in the course of four decades, between 1977 and 2016 (Figure 2), the increase of research in this area with time become evident, especially after the year 2000. This increase may be explained due to the advances in computational modelling where more complex statistical analyses were made possible. According with these results, we drafted the following general procedure for reliability-based designs in geotechnical engineering as a common baseline for different subareas of work (Figure 3).

Site investigation

This task involves undertaking different field test, such as SPT, CPT, DMT or PMT complemented by different laboratory tests, like triaxial and direct shear stress, in order to identify the different soil layers and their mechanical properties. The site investigation not only limits to the definition of soil properties, but may also include the definition of the soil spatial variability. The spatial variability is commonly estimated by the correlation length or scale of fluctuation, originally described by Vanmarcke (1977). This length corresponds to the distance at which the values are significantly correlated, where values separated over this distance will have no correlation (e.g. Fenton and Griffiths, 2008). Some authors work with this

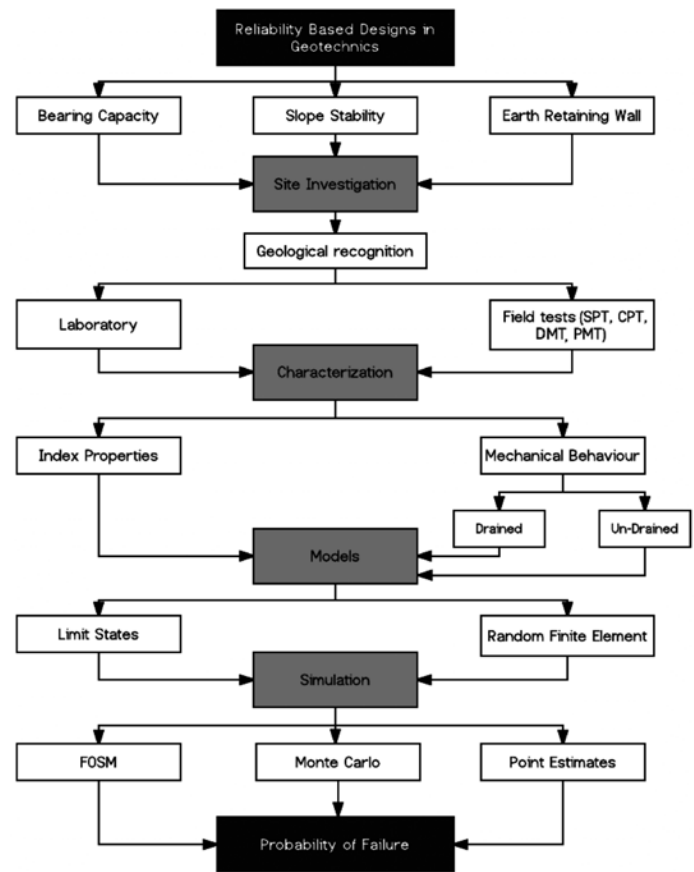


Figure 3: General procedure for reliability-based designs in geotechnical engineering

type of correlation to determine the spatial variability of the soil, like Zou *et al.* (2015), who used it with cone penetration test results and Cao *et al.* (2013), who analyzed the effect of the spatial variability in the designs of drilled shafts. The scale of fluctuation

will determine the influence of the test location in the field and in the determination of the mechanical properties, according to their spatial location, creating a more realistic model of the soil properties (e.g. Fenton and Griffiths, 2010). The spatial variability in geotechnical engineering have been described by a number of authors (Baecher and Christian, 2003; Basarir *et al.*, 2010; Cao *et al.*, 2013; Fenton, 1999; Firouzianbandpey *et al.*, 2014; Gambino and Gilbert, 1999; Jha, 2014; Papaioannou and Straub, 2012).

Soil characterization

According to Fenton and Griffiths (2010), the ground is a complex engineering material that is difficult to characterize realistically. Its parameters can vary greatly from site to site, evidenced in the coefficient of variation (standard deviation divided by the mean) as illustrated by Phoon and Kulhawy (1999a) and Uzielli *et al.* (2006). This coefficient of variation C_v is useful when trying to compare the uncertainties of more than one group of data, which differ considerably in the extent of the observation (Montgomery and Runger, 2003). Table 3 and 4 present the values of the coefficient of variation for several properties of different types of soil.

Table 3: Inherent variability of soil properties (Phoon *et al.*, 1995)

Property	Type of soil	Number of data	Value		C_v , %	
			range	mean	range	mean
s_u , kPa	Clay	42	8-638	112	6-80	32
ϕ' , °	Sand	7	35-41	37.6	5-11	9
ϕ' , °	Clay, silt	12	0-33	15.3	10-50	21
ϕ' , °	Clay, silt	9	17-41	33.3	4-12	9

Due to this uncertainty, the use of response prediction models, which can take into account the spatial variability, are defined as a Probability Density Function PDF of the geotechnical parameters. The probability functions used in the reliability based design identifies the probabilities of occurrence of the soil properties that are susceptible to great change and whose behaviour can only be described by inductive statistical analysis (Baecher and Christian, 2003).

Table 4: Inherent variability of soil properties (Uzielli *et al.*, 2007)

Test	Property	Type of soil	Mean range	C_v , %
Triaxial UC	s_u , kPa	Clay	1-40	20-55
UU	s_u , kPa	Clay	1-35	10-30
CIUC	s_u , kPa	Clay	15-70	20-40
CID	ϕ' , °	Clay and sand	20-40	5-15
CPT	q_t , MPa	Clay	0.5-2.5	<20
	q_c , MPa	Clay	0.5-2.0	20-40
		Sand	0.5-3.0	20-60
SPT	N_s , bpf	Clay and sand	10-70	25-50
Index properties	w_n , %	Clay and silt	13-100	8-30
	w_L , %	Clay and silt	30-90	6-30
	w_p , %	Clay and silt	15-25	6-30
	I_p , %	Clay and silt	10-40	-
	I_L , %	Clay and silt	10	-
	γ , kN/m ³	Clay and silt	13-20	<10
	D_R , %	Sand	30-70	10-40 50-70

How to obtain the PDF

The determination of the PDFs for the drained and undrained shear strength parameters require enough number of laboratory and field tests, which are rarely available to prescribe a full joint distribution (Fenton and Griffiths, 2008). A procedure to define the PDF for the shear strength properties, adapted from Griffiths and Fenton (2008), is described below:

1. If sufficient data are available, select the functions that best fit the histogram of the data.
2. Conduct a goodness of fit test for all the selected PDF's to evaluate how well the fitted distribution represents the true underlying distribution of data. Commonly used tests are Chi-Square, Kolmogorov-Smirnov and Anderson-Darling tests.
3. After defining the PDF's, ensure that the distribution represents the soil property realistically. For example, some variables cannot

have negative values (e.g. modulus of elasticity or friction angle); nonetheless, some functions, such as the normal distribution, may present negative tails that can affect the results. Distributions with negative tails are allowed, as long as the probability of occurrence of these values is very low.

4. Compare the results with distributions available in the literature, especially when making assumptions or using a database.
5. If there is more than one possible PDF, choose the simplest one.
6. Estimate the final PDF parameters by the Method of Moments or Maximum likelihood.

The normal or lognormal probability functions can usually represent random processes that occur in the soil. However, under specific conditions, different functions are applicable in order to adjust the sampling distributions more accurately as is shown in Table 5. Normally, the grain size distribution is used to explain the parameters, distribution and behaviour of soil properties. However, the influence of the geological origin in the soil properties has not yet been considered. The geological origin not only generates a particular grain size distribution, but it can correlate

to the state of weathering, type of formation (residual or transported) and to the previous state of stresses and how these factors can affect the variability of the geotechnical parameters.

Influence of the geological origin

The geological environment not only determines the type of site investigation to conduct on any site, but it can also explain the discrepancies usually observed in the mechanical behaviour of different types of soils. Mud or debris flows, for instance, behave in very different manners when compared to residual soils. The former, for example, is comprised by rock fragments with different states of weathering embedded in a homogenous matrix, and this type of formation affects the results from the different field test that can be performed during ground exploration. These tests might evaluate the resistance of a particular rock fragment that do not represent the behaviour of the soil mass as shown in Figure 4.

On the other hand, geotechnical engineering is less developed when it comes to analyze residual soils, since it has advanced mostly in sedimentary formations (Mitchell and Soga, 2005; Wesley, 2009, 2011). However, residual soils tend to have a similar grain size distribution with the presence of

Table 5: Probability functions used in reliability designs in geotechnics (Mattos and Viviescas, 2015)

Friction angle ϕ'	Cohesion c	Unit weight γ	Surcharge R	Reference
Normal, log normal, Beta, Gamma and Uniform	x	Normal, lognormal, Beta and Gamma	x	Baecher and Christian (2003)
Normal	Normal	Normal	x	Sivakumar Babu and Srivastava (2007)
Lognormal	x	x	x	Cherubini <i>et al.</i> (2007)
Normal	x	Normal	x	Uzielli <i>et al.</i> (2007)
Normal y Lognormal	Normal and lognormal	Normal and lognormal	Gamma and Weibull	Phoon (2008)
X	Beta	x	x	Qingnian and Yuzhou (2011)
Normal	Lognormal	Normal	x	Prada <i>et al.</i> (2011)
Beta	x	Normal	x	Papaoiannou and Straub (2012)
X	Lognormal	Lognormal	Gamma	Fan and Liang (2013)
Normal	Normal	Normal	x	Wu (2013)

some randomly distributed, partly weathered, rock fragment. Nonetheless, depending on the type of formation and the influence of the weathering with depth, the soil properties may have different scale of fluctuations that can make the definition of the soil parameters difficult. Therefore, the integration of geology with reliability-based designs, will reduce to some extent the gap between the uncertainty of the designs and the field behaviour of the geo-structures.

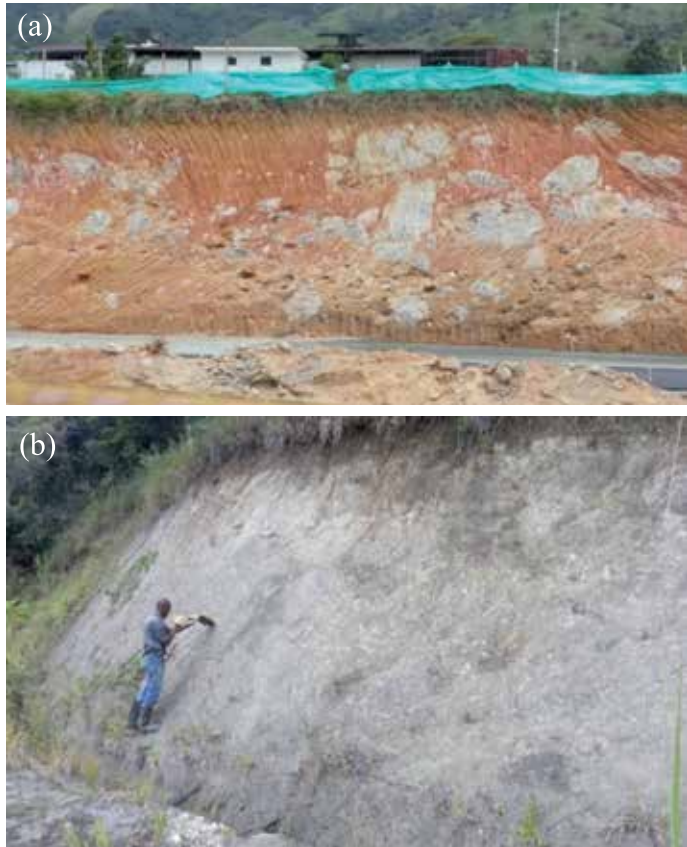


Figure 4: a) Mud/debris flow and b) residual soils characteristics

Geotechnical models

The most commonly used models in geotechnics are the limit state (failure or serviceability) and finite elements models. The former is based on the classical theory of failure and elastic deformations in order to define the bearing capacity of foundations, slopes stability and earth pressures. The latter is based on stress-strain equations discretized in small nodes (Smith *et al.*, 2013). The finite elements model is widely used in geotechnical engineering, because it

determines the failure by the weak areas and not by a preset area (*e.g.* Griffiths and Lane, 1999). Because of the uncertainty of the parameters represented by the PDF, Random Finite Element Models RFEM arise, allowing the determination of fault conditions and the probability of success in the finite element method through a simulation method (Griffiths and Fenton, 1993).

Simulation methods

Several statistical methods involve various numerical analysis techniques for assessing the reliability of the geotechnical designs under a probabilistic approach. The most used simulation methods are the Method of First Order Second Moment FOSM, method of point estimates (Rosenblueth, 1975) and Monte Carlo method (*e.g.* Hidalgo and Pacheco, 2011). According to Lacasse and Nadim (1998), the applicability of the Monte Carlo method in geotechnical engineering is widely known for its conceptual simplicity compared to other methods. As shown in Figure 5, the use of Monte Carlo more than doubles the use of other methods in the specialized literature.

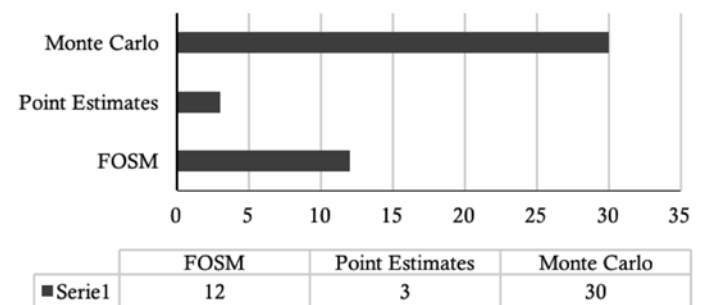


Figure 5: Simulation methods used on different papers in reliability-based designs in Geotechnics

Considering the above, we summarize a procedure for the reliability-based designs in the flowchart of Figure 6. The flowchart covers the type of investigation, the definition of a PDF that adequately represents soil properties and the analysis of the model results, in order to obtain the best estimate of the probability of failure.

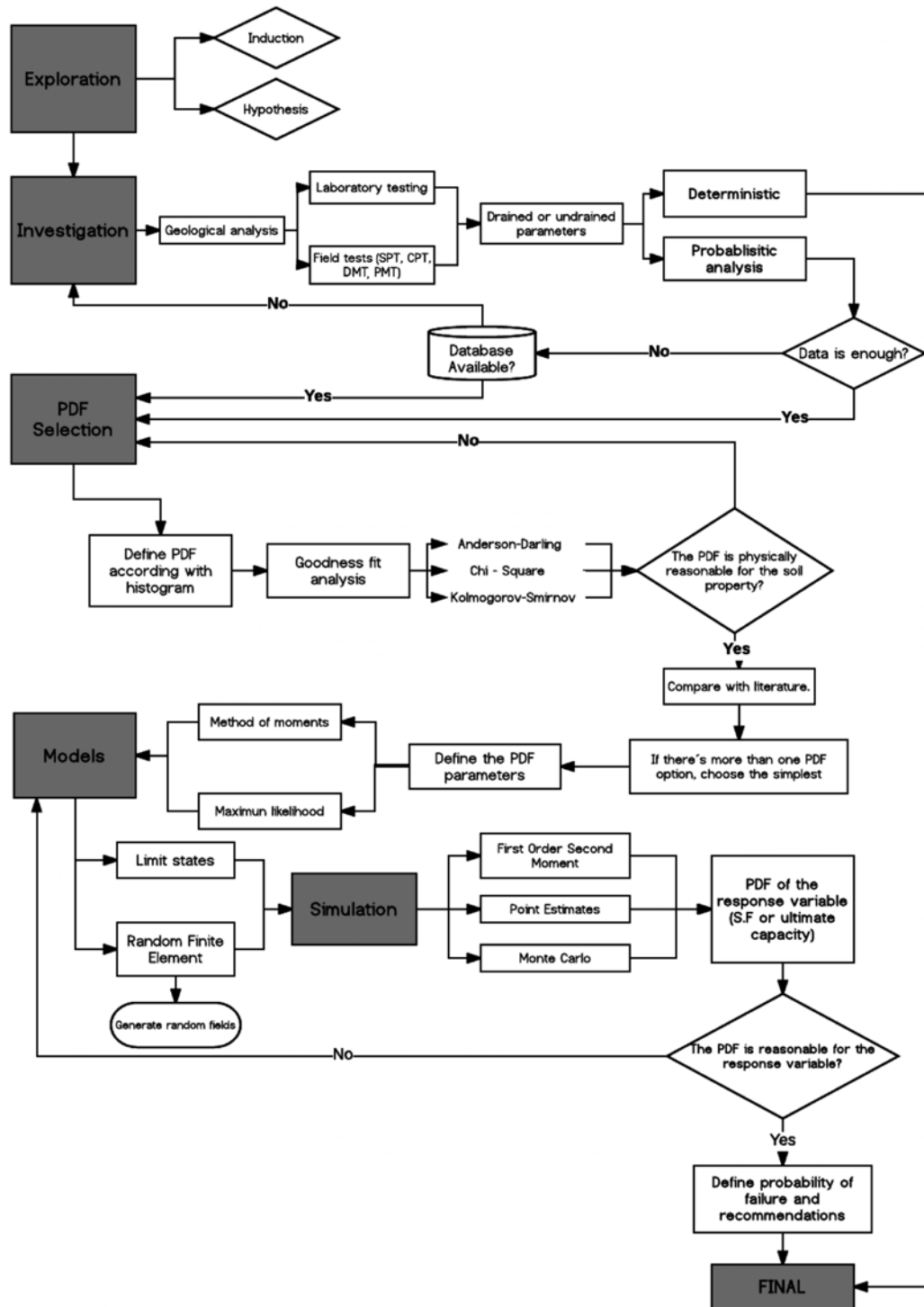


Figure 6: Flowchart to define the probability of failure in geotechnical engineering

Conclusions

It was found that pile walls are the most commonly studied retaining structures in reliability-based designs in geotechnical engineering. This can be explained by the fact that this type of structures are more frequently implemented compared to other type

of walls. However, economy and new needs to find faster solutions to the earth retaining structures, it is expected that the anchor walls will take more ground in the reliability based designs. On the other hand, there is an absence of reliability studies in Gabion walls, which may be explained by the variability of the

dimensions, type of fills and low stiffness of this type of walls, which make them highly complex to study and a less desirable choice for reliability-designs, despite its widespread use in several countries. There is also a lack of studies regarding the determination of the probability density functions of the soil-wall friction. This is an important variable in defining the stability of retaining structures. Soil-wall friction is commonly defined deterministically as a fraction of the friction angle, regardless of the contact material and the geological origin of the soil.

Studies that relate the geotechnical variables and models with the geological origin are not yet available. The consideration of the relationship between geological origin and mechanical properties in reliability-based designs will reduce uncertainties among the designs and better represent the real behaviour of geo-structures.

The definition of the PDF is among the most difficult tasks in the reliability-based designs, as it requires a large amount of data or access to reliable databases on similar soils, something commonly non-existent. The definition of these functions must also consider the shape of the function and the value of the parameters, because if these functions present a high content of negative values, a large amount of non-real values will arise in the models. Monte Carlo is the most implemented simulation method due to its conceptual simplicity compared to other methods. This has led to its adoption in different commercial and non-commercial software for geotechnical designs. Finally, a reliability-design procedure is proposed, which aims at generating the best representation of each variable and model from the start of the project and propending to define the probability of failure more accurately. Erroneous estimates of the probability of failure may lead to accept high-risk structures or to reject safe structures, affecting the economy and safety of different types of geotechnical structures.

Acknowledgement

The authors would like to acknowledge the financial support provided by the Administrative Department

of Science, Technology and Innovation of Colombia – Colciencias, under the National Doctoral Grant Scheme No. 727 of 2015.

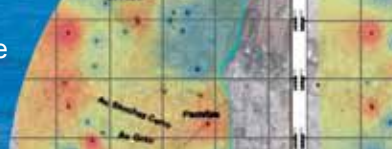
References

- Baecher, G.B. and Christian, J.T. (2003). *Reliability and statistics in geotechnical Engineering*. John Wiley and Sons
- Basarir, H., Kumral, M., Karpuz, C. and Tutluoglu, L. (2010). Geostatistical modeling of spatial variability of SPT data for a borax stockpile site. *Engineering Geology*, **114**(3), 154–163
- Basha, B.M. and Sivakumar Babu, G.L. (2008). Target reliability based design optimization of anchored cantilever sheet pile walls. *Canadian Geotechnical Journal* **45**(4), 535–548
- Basheer, I. and Najjar, Y. (1996). Reliability-based design of reinforced earth retaining walls. *Transportation Research Record* **1526**(1), 64–78
- Basma, A.A. (1991a). Reliability-based design of sheet pile structures. *Reliability Engineering & System Safety* **33**(2), 215–230
- Basma, A.A. (1991b). Safety and reliability of anchored bulkhead walls. *Structural Safety* **10**(4), 283–295
- Cao, J., Liu, T. and Liu, H.M. (2014). Soil nailing reliability optimization design of foundation pit based on response surface method. *Applied Mechanics and Materials* **556**, 4655–4659
- Cao, Z., Wang, J. and Wang, Y. (2013). Effects of spatial variability on reliability-based design of drilled shafts. *Foundation Engineering in the Face of Uncertainty: Honoring Fred H. Kulhawy, Geotechnical Special Publication* 229, 602–616
- Carlsson, M. (2005). *Management of geotechnical risks in infrastructure projects: An introductory study*. PhD thesis, Royal Institute of Technology
- Chalermyanont, T. and Benson, C.H. (2004). Reliability-based design for internal stability of mechanically stabilized earth walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **130**(2), 163–173
- Chalermyanont, T. and Benson, C.H. (2005a). Method to estimate the system probability of failure of Mechanically Stabilized Earth (MSE) walls. *GeoFrontiers Congress 2005, Slopes and Retaining Structures Under Seismic and Static Conditions*, Austin, 2735–2749

- Chalermyanont, T. and Benson, C. H. (2005b). Reliability-based design for external stability of mechanically stabilized earth walls. *International Journal of Geomechanics* **5**(3), 196–205
- Chen, J.B., Hu, Q. and Zhou, Y.W. (2011). Research of controlling for pile-anchor joint supporting structure on deformation of deep foundation pits. *Advanced Materials Research* **261**, 1809–1813
- Cherubini, C. (1999). Probabilistic approach to the design of anchored sheet pile walls. *Computers and Geotechnics* **26**(3), 309–330
- Cherubini, C., Garrasi, A. and Petrolla, C. (1992). The reliability of an anchored sheet-pile wall embedded in a cohesionless soil. *Canadian Geotechnical Journal* **29**(3), 426-435
- Cherubini, C., Vessia, G. and Pula, W. (2007). Statistical soil characterization of Italian sites for reliability analyses. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, Singapore, vol. 4, 2681–2706
- Fan, H. and Liang, R. (2013). Reliability-based design of axially loaded drilled shafts using Monte Carlo method. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **37**(14), 2223-2238
- Fenton, G.A. (1999). Random field modeling of CPT data. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **125**(6), 486–498
- Fenton, G.A. and Griffiths, D.V. (2008). *Risk assessment in geotechnical engineering*. John Wiley & Sons
- Fenton, G.A., Griffiths, D.V. and Williams, M.B. (2005). Reliability of traditional retaining wall design. *Géotechnique* **55**(1), 55–62
- Fenton, G.A. and Griffiths, D.V. (2010). Reliability-based geotechnical engineering. *GeoFlorida Conference*, Orlando, 1–40
- Firouziandpey, S., Griffiths, D.V., Ibsen, L.B. and Andersen, L.V. (2014). Spatial correlation length of normalized cone data in sand: case study in the north of Denmark. *Canadian Geotechnical Journal* **51**(8), 844–857
- Gambino, S.J. and Gilbert, R.B. (1999). Modeling spatial variability in pile capacity for reliability-based design. *Analysis, Design, Construction, and Testing of Deep Foundations, Geotechnical Special Publication* **88**, 135–149
- Goh, A.T.C. and Kulhawy, F.H. (2005). Reliability assessment of serviceability performance of braced retaining walls using a neural network approach. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **29**(6), 627–642
- Goh, A.T., Phoon, K.K. and Kulhawy, F.H. (2009). Reliability analysis of partial safety factor design method for cantilever retaining walls in granular soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **135**(5), 616–622
- Griffiths, D.V. and Fenton, G.A. (1993). Seepage beneath water retaining structures founded on spatially random soil. *Géotechnique* **43**(4), 577–587
- Griffiths, D.V., Fenton, G.A. and Ziemann, H.R. (2008). Reliability of passive earth pressure. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards* **2**(2), 113–121
- Griffiths, D.V. and Lane, P.A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Géotechnique* **49**(3), 387–403
- GuhaRay, A. and Baidya, D.K. (2014). Partial safety factors for retaining walls and slopes: A reliability based approach. *Geomechanics and Engineering* **6**(2), 99–115
- GuhaRay, A. and Baidya, D.K. (2015). Reliability-based analysis of cantilever sheet pile walls backfilled with different soil types using the finite-element approach. *International Journal of Geomechanics* **15**(6), 6015001-11
- Hegazy, Y.A., Withiam, J.L., Gladstone, R.A. and Anderson, P.L. (2009). LRFD pullout resistance calibration of coherent gravity method for steel reinforced MSE walls. *17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandria, vol. 2, 1481–1484
- Hidalgo, C.A. y Pacheco, A. (2011). Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: La teoría. *Revista de Ingeniería de La Universidad de Medellín* **10**(18), 69–77
- Hui, C.Y. and Zhu, Y.P. (2013). Analysis of the reliability of soil nailing supporting structure. *Applied Mechanics and Materials* **353**, 540–543
- Jha, S.K. (2014). Effect of spatial variability of soil properties on slope reliability using random finite element and first order second moment methods. *Indian Geotechnical Journal* **45**(2), 145–155

- Juang, C.H., Liu, Z. and Atamturktur, H.S. (2013). Reliability-based robust geotechnical design of retaining walls. *Sound Geotechnical Research to Practice: Honoring Robert D. Holtz II*, Geotechnical Special Publication 230, 514–524
- Kim, D. and Salgado, R. (2012). Load and resistance factors for external stability checks of mechanically stabilized earth walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **138**(3), 241–251
- Koreta, O., Myftaraga, E. and Tanku, E. (2015). Probabilistic analysis of a cantilever sheet pile wall penetrating clay. *XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Edimburgh, Vol. 7, 3965–3970
- Lacasse, S. and Nadim, F. (1998). Risk and reliability in geotechnical engineering. *4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, 1172–1192
- Li, D.Q., Shao, K.B., Cao, Z.J., Tang, X.S. and Phoon, K.K. (2016). A generalized surrogate response aided-subset simulation approach for efficient geotechnical reliability-based design. *Computers and Geotechnics* **74**, 88–101
- Liu, Z., Juang, C.H. and Atamturktur, S. (2013). Confidence level-based robust design of cantilever retaining walls in sand. *Computers and Geotechnics* **52**, 16–27
- Low, B.K. (2005). Probabilistic design of anchored sheet pile wall. *16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, Vol. 4, 2825–2828
- Low, B.K. and Phoon, K.K. (2015). Reliability-based design and its complementary role to Eurocode 7 design approach. *Computers and Geotechnics* **65**, 30–44
- Lu, R.L. and Jiang, Q.H. (2012). Reinforcement scheme and numerical simulation for sequential excavation of the deep foundation pit. *Applied Mechanics and Materials* **204**, 359–365
- Mandali, A.K., Sujith, M.S., Rao, B.N. and Maganti, J. (2011). Reliability analysis of counterfort retaining walls. *Electronic Journal of Structural Engineering* **11**(1), 42–56
- Mattos, A.J. and Viviescas, J.C. (2015). *Diseño por confiabilidad de zapatas sobre suelos arenosos utilizando el método de Monte Carlo*. Bachelor of Engineering thesis, Universidad de Antioquia.
- Mitchell, J.K. and Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior*. John Wiley & Sons
- Miyata, Y. and Bathurst, R.J. (2012). Reliability analysis of soil-geogrid pullout models in Japan. *Soils and Foundations* **52**(4), 620–633
- Montgomery, D.C. and Runger, G.C. (2003). *Applied Statistics and Probability for Engineers*. John Wiley & Sons
- Papaoiannou, I. and Straub, D. (2012). Reliability updating in geotechnical engineering including spatial variability of soil. *Computers and Geotechnics* **42**, 44–51
- Papaoiannou, I. and Straub, D. (2010). Geotechnical reliability updating using stochastic FEM. *Reliability and Optimization of Structural Systems*, Munich, 155–162
- Phoon, K.K. (2008). *Reliability-based design in geotechnical engineering: computations and applications*. CRC Press
- Phoon, K.K. and Kulhawy, F.H. (1999a). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal* **36**(4), 612–624
- Phoon, K.K. and Kulhawy, F.H. (1999b). Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal* **36**(4), 625–639
- Phoon, K., Kulhawy, F.H. and Grigoriu, M.D. (1995). Reliability-based design of foundations for transmission line structures. Report TR-105000, Palo Alto
- Prada, F., Ramos, A., Solaque, D. and Caicedo, B. (2011). Reliability applied to the geotechnical design of a retaining wall. *Obras y Proyectos* **9**, 49–58 (in Spanish)
- Prästings, A., Larsson, S. and Müller, R. (2016). Multivariate approach in reliability-based design of a sheet pile wall. *Transportation Geotechnics* **7**, 1–12
- Qingnian, Y. and Yuzhou, S. (2011). The fitting method of parameter distributions in geotechnical engineering under small sample. *2nd International Conference on Artificial Intelligence, Management Science and Electronic Commerce*, IEEE, 7366–7369
- Rosenblueth, E. (1975). Point estimates for probability moments. *Proceedings of the National Academy of Sciences* **72**(10), 3812–3814
- Sessa, S. and D’Urso, M.G. (2013). Employment of Bayesian networks for risk assessment of excavation processes in dense urban areas. *11th International Conference on Structural Safety and Reliability*, 3163–3169

- Sivakumar Babu, G.L. and Singh, V.P. (2011). Reliability-based load and resistance factors for soil-nail walls. *Canadian Geotechnical Journal* **48**(6), 915–930
- Sivakumar Babu, G.L. and Singh, V.P. (2010). Reliability analyses of a prototype soil nail wall using regression models. *Geomechanics and Engineering* **2**(2), 71–88
- Sivakumar Babu, G.L. and Singh, V.P. (2009). Reliability analysis of soil nail walls. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards* **3**(1), 44–54
- Sivakumar Babu, G.L. and Srivastava, A. (2007). Reliability analysis of allowable pressure on shallow foundation using response surface method. *Computers and Geotechnics* **34**(3), 187–194
- Smith, I.M., Griffiths, D.V. and Margetts, L. (2013). *Programming the finite element method*. John Wiley & Sons
- Uzielli, M., Lacasse, S., Nadim, F. and Phoon, K.K. (2006). Soil variability analysis for geotechnical practice. *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, vol. 3, 1653–1752
- Vanmarcke, E.H. (1977). Probabilistic modeling of soil profiles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **103**(11), 1227–1246
- Wang, Y. (2013). MCS-based probabilistic design of embedded sheet pile walls. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards* **7**(3), 151–162
- Wesley, L. (2011). Stability of slopes in residual soils. *Obras y Proyectos* **10**, 47-61
- Wesley, L. (2009). Behaviour and geotechnical properties of residual soils and allophane clays. *Obras y Proyectos* **6**, 33-50
- Wu, X.Z. (2013). Trivariate analysis of soil ranking-correlated characteristics and its application to probabilistic stability assessments in geotechnical engineering problems. *Soils and Foundations* **53**(4), 540–556
- Zevgolis, I.E. and Bourdeau, P.L. (2010a). Probabilistic analysis of retaining walls. *Computers and Geotechnics* **37**(3), 359–373
- Zevgolis, I.E. and Bourdeau, P.L. (2010b). System reliability analysis of the external stability of reinforced soil structures. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards* **4**(3), 148–156
- Zevgolis, I.E. and Bourdeau, P.L. (2008). Stochastic modeling of redundancy in mechanically stabilized earth (MSE) walls. *GeoCongress 2008*, New Orleans, 1179–1186
- Zhang, L.L., Zhang, L.M. and Tang, W.H. (2009). Uncertainties of field pullout resistance of soil nails. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **135**(7), 966–972
- Zhao, Y.L. and An, W.G. (2011). Reliability-based stability analysis of a foundation pit supported by composite soil nailing. *Journal of Harbin Engineering University* **32**(10), 1300–1304
- Zou, H.F., Cai, G.J., Liu, S.Y. and Lin, J. (2015). Research on modeling inherent spatial variability of piezocone penetration test cone tip resistance based on geostatistics. *Rock and Soil Mechanics* **36**(S1), 403–407



Evaluación probabilística de licuación en arenas de la ciudad de Piura en Perú

Probabilistic evaluation of sands liquefaction in Piura city in Peru

Fecha de entrega: 27 de febrero 2017

Fecha de aceptación: 30 de agosto 2017

Denisse Dianet Campos-Muñoz¹, Alfonso Mariano Ramos-Cañón¹ y Luis Felipe Prada-Sarmiento²

¹ Instituto Geofísico, Pontificia Universidad Javeriana, Carrera 7 No. 42 – 27, piso 7, Edificio Lorenzo Uribe, Bogotá, Colombia, denisse_campos@javeriana.edu.co, a-ramos@javeriana.edu.co

² Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Carrera 7 No. 40 – 62, Edificio 42, Bogotá, Colombia, lf.pradas@javeriana.edu.co

El método de Seed et al. (1985) es uno de los métodos utilizados para el cálculo de licuación y depende de la relación de esfuerzos cíclicos resistentes CRR y actuantes CSR para obtener el margen de seguridad. Con mucha frecuencia, esta medida de seguridad se supone como determinística y no considera la incertidumbre de las solicitaciones y de las propiedades resistentes del suelo. Los trabajos que se han desarrollado desde una perspectiva probabilística suponen funciones de densidad de probabilidad para CRR y CSR, y coeficientes de variación para las propiedades del suelo reportados en la literatura de zonas diferentes a las del caso de aplicación. Este trabajo presenta un procedimiento aplicado a la ciudad de Piura en Perú que incluye la incertidumbre de todas las variables aleatorias involucradas en el cálculo de licuación obtenidos de datos de la zona de estudio, ofreciendo un análisis de incertidumbre completo. El análisis probabilístico utiliza los métodos de FORM y simulaciones de Montecarlo. La probabilidad de licuación máxima es de 9.5% y se obtiene que el valor de N del SPT y nivel freático son las variables que más influyen en la probabilidad de licuación por su alta incertidumbre y la forma funcional en el margen de seguridad.

Palabras clave: probabilidad de licuación, series de Taylor, simulaciones de Monte Carlo

A method to estimate liquefaction is the one proposed by Seed et al. (1985). This method depends on the cyclic resistance ratio CRR and the cyclic shear stress ratio CSR to calculate the safety margin. Frequently, this measure of safety is assumed deterministic and it is not contemplated the uncertainty of the seismic loads and soils resistance properties. When the probabilistic approach is implemented, often, probability density distribution functions for CRR, CSR and coefficients of variation of the soils properties are assumed by some authors. This paper presents a procedure applied to the city of Piura in Peru that includes the uncertainty of all random variables for liquefaction calculations. The information obtained from the area of study provides sufficient data to develop a complete analysis of uncertainty. In order to perform the probabilistic analysis, it was used the FORM and Monte Carlo methods. The maximum liquefaction probability is 9.5% and the random variables with more influence in the result for high uncertainty and functional form in the safety margin are N of the SPT and ground water level.

Keywords: liquefaction probability, Taylor's series, Monte Carlo simulations

Introducción

Piura se encuentra ubicada en la zona conocida como el cinturón de fuego y es una de las ciudades más atacadas por el Fenómeno El Niño (ver Figura 1). La extensión de la zona de estudio es de aproximadamente

25 km², el nivel freático es alto y sube con la ocurrencia de este fenómeno provocando inundaciones. El suelo se caracteriza por poseer arenas pobremente gradadas SP y arenas limosas SM. Estas condiciones facilitan la ocurrencia de procesos de licuación ante

la materialización de la amenaza sísmica (Hurtado, 2011). Las evaluaciones de posibilidad de licuación que se han realizado en Piura (Ascencio, 2012; Pinto, 1998) consideran la situación más crítica sin tomar en cuenta la convolución de distintos escenarios alimentados por la variabilidad de los parámetros actuantes y resistentes en el suelo. Además, NASEM (2016) menciona explícitamente la necesidad de tener en cuenta la incertidumbre en los análisis de licuación que se realizan con base en la resistencia del suelo.

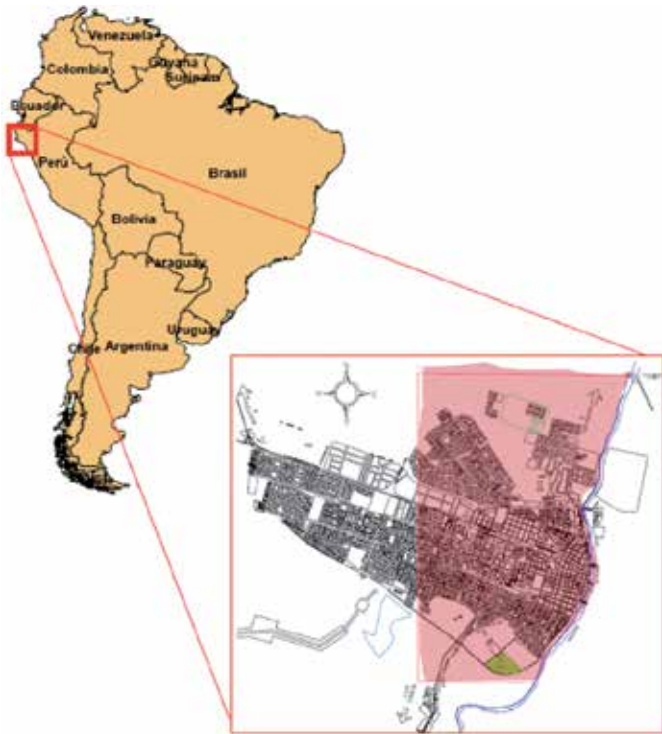
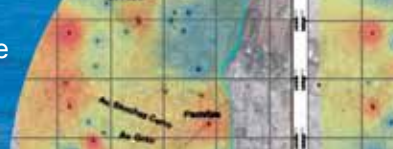


Figura 1: Ubicación de la ciudad de Piura y zona de estudio achurada

En muchos países latinoamericanos, la medida de seguridad de la posibilidad de licuación (factor de seguridad o margen de seguridad) utilizada en el diseño considera un valor determinístico sin realizar un análisis específico de la variabilidad de las fuerzas actuantes (solicitación) y de las propiedades mecánicas del suelo (resistencia). La norma MVCS (2006) recomienda la metodología determinística de Seed *et al.* (1985) para la obtención del factor de seguridad. La norma NSR (2010) recomienda el uso de métodos determinísticos o probabilísticos reconocidos internacionalmente para el cálculo de licuación. Por otro lado, existen códigos como el

Eurocode (2005), EHE (1998) y ROM (2005) que ya tienen incorporado el diseño basado en confiabilidad de la parte estructural. La metodología propuesta en este documento hace un acercamiento desde el cálculo de licuación de suelos como aplicación práctica.

El método de cálculo de licuación propuesto por Seed *et al.* (1985) ha sido ampliamente usado (*e.g.* Robertson y Wride, 1998; Andrus y Stokoe II, 2000; Idriss y Boulanger, 2006) porque propone funciones que dependen de N del SPT, ensayo utilizado en distintos países latinoamericanos como Perú, Ecuador, Colombia, Brasil y Chile (Yanez *et al.*, 2015; Menezes *et al.*, 2006). Las ecuaciones y gráficos propuestos en la metodología de Seed *et al.* (1985) parten de una serie de eventos de licuación y no licuación ocurridos en Japón, China y América como producto de eventos sísmicos. Dada la naturaleza empírica del procedimiento propuesto por Seed *et al.* (1985) se observa un nivel de incertidumbre inherente en su aplicación. Un ejemplo es su aplicación en el sismo de Loma Prieta ocurrido en 1989 que causó problemas de licuación en la bahía de Monterrey en California. Los resultados arrojaron que las zonas licuables no se podían distinguir de las no licuables a través de una línea claramente demarcada, sino que es una franja y que el factor de seguridad para un análisis de licuación no es un único valor, sino que presenta variabilidad. Al realizar el análisis probabilístico en esta zona se concluyó que para un factor de seguridad de 1.5, la probabilidad de licuación es de 1% (Juang *et al.*, 1999). Jha y Suzuki (2008) hacen una recopilación de los métodos más usados para calcular la probabilidad de licuación y los aplican a zonas de edificios de estudio de televisión de Nepal. Ellos usan coeficientes de variación de la aceleración y magnitud del sismo, N del SPT y densidad seca obtenidos de la literatura técnica. Los autores establecen que el resultado de la probabilidad de licuación por los métodos de series de Taylor, estimación puntual y simulación de Montecarlo presenta una mayor dependencia del CRR que del CSR debido a la mayor variabilidad de los parámetros del suelo que las características del sismo. Sin embargo, se sabe que la variabilidad de los parámetros actuantes o resistentes en el cálculo de licuación depende de la



zona de estudio y el uso de coeficientes de variación de la literatura no son necesariamente representativos de la zona de análisis. De la misma manera, Boulanger e Idriss (2012) desarrollan un análisis probabilístico y suponen que la relación de esfuerzos cíclicos actuantes y resistentes son funciones de distribución lognormal y normal, respectivamente. La desviación estándar de las funciones se obtiene a partir de coeficientes de variación de sólo dos variables que son la aceleración de sismo y el N del SPT reportados en la literatura. Dicho trabajo concluye que la caracterización de la amenaza sísmica y de los parámetros del suelo son componentes muy importantes para cualquier análisis probabilístico de amenaza por licuación debido a que la incertidumbre epistémica es más baja que la incertidumbre de las variables sísmicas y de caracterización del sitio. Gutiérrez *et al.* (2003) realizan un análisis de confiabilidad al usar la metodología de Seed y estudian la variabilidad de los parámetros geotécnicos que intervienen en el cálculo de la relación CRR basado en coeficientes de variación estimados de datos de presas de *United States Bureau of Reclamation dams*. En este trabajo utilizan el método de series de Taylor simplificado para calcular la probabilidad de licuación considerando que la relación CSR es constante en la zona de estudio.

Estudios posteriores prefieren ajustar los eventos de licuación y no licuación registrados en Japón de distinta manera utilizando herramientas estadísticas tales como regresiones logísticas y mapeos bayesianos y relacionar la probabilidad de licuación con valores de N del SPT, q_c del CPT y velocidades de corte V_s . Al graficar los resultados por ambos métodos, se recomienda usar el mapeo bayesiano, basado en el teorema de Bayes, porque hereda las características del método determinístico y permite la fácil obtención del factor de seguridad a partir de la probabilidad de licuación y viceversa (Juang *et al.*, 2002). Estas herramientas no consideran la incertidumbre de las variables por separado, sólo obtienen la variabilidad del factor de seguridad que es calculado de manera determinística. Asimismo, Hwang *et al.* (2004) obtuvieron funciones de densidad de probabilidad de tipo lognormal para la relación CSR y CRR a partir de una ley de atenuación empírica en una

zona de Taiwan y datos de eventos de licuación y no licuación generados por el sismo de Chi – Chi. Se utilizó el método de series de Taylor para estimar la probabilidad de licuación del margen de seguridad, que presenta una distribución de probabilidad de tipo lognormal. La metodología para obtener la función de probabilidad del CRR sólo considera los eventos de licuación y no licuación de la zona y no desarrolla la incertidumbre de las variables del suelo que participan en los procesos de licuación.

El presente trabajo propone un procedimiento para la caracterización del margen de seguridad en el cálculo de licuación en arenas, como una función probabilística obtenida del estudio estadístico de las variables involucradas y propias de la zona de estudio sin considerar la profundidad de análisis debido a que su influencia en el coeficiente de reducción de esfuerzo r_d es mayor a profundidades superiores a 10 m (Gutiérrez *et al.*, 2003), y el presente estudio no llega a evaluar hasta esa profundidad. Estas variables son los valores del número de golpes N del ensayo SPT, la densidad, profundidad del nivel freático, el porcentaje de finos del suelo eólico de Piura, la aceleración máxima inducida por sismo y magnitud del sismo. Esta propuesta se diferencia de lo reportado porque no supone funciones de distribución de probabilidad para el CSR (Boulanger e Idriss, 2012) ni coeficientes de variación para obtener el CRR (Jha y Suzuki, 2008; Juang *et al.*, 1999), sino que involucra la variabilidad de los esfuerzos cíclicos resistentes y actuantes propios de la zona, sin considerar la variabilidad epistémica de la función de desempeño que ya ha sido estudiada por Hwang *et al.* (2004) y Boulanger e Idriss (2012). Para el análisis probabilístico, se utilizan los métodos de series de Taylor y simulaciones de Montecarlo. Se determina la probabilidad de licuación por metro de profundidad para diferentes perforaciones y se identifica la variable que tiene mayor influencia en la incertidumbre del cálculo de probabilidad de licuación en la ciudad de Piura. La probabilidad de licuación obtenida en cada exploración se interpola usando la técnica de distancia inversa ponderada IDW y se visualiza en el mapa de la ciudad de Piura.

Determinación del potencial de licuación

El cálculo del potencial de licuación se realiza utilizando la metodología de Seed *et al.* (1985) y se define el margen de seguridad MS con:

$$MS = CRR - CSR \quad (1)$$

donde CRR es la relación de resistencia cíclica que presenta el suelo y CSR es la relación de esfuerzos cíclicos impuestos por un sismo. La evaluación consiste en analizar las relaciones de esfuerzos cíclicos que resisten los suelos donde se supone ocurrirá el sismo y se comparan con la relación de esfuerzos cíclicos que generan los sismos. La relación CSR se define como el esfuerzo cortante máximo generado por el sismo entre el esfuerzo efectivo vertical de una columna de suelo.

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{max}}{g} \frac{r_d}{MSF} \quad (2)$$

donde σ_v es el esfuerzo vertical total del suelo y σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo del suelo, a_{max} es la aceleración horizontal máxima en la superficie del terreno generada por un sismo, g es la aceleración de la gravedad y $r_d = 1 - 0.01z$ es un factor de corrección de esfuerzo por profundidad, el cual decrece de 1 hasta 0.9 para 10 m de profundidad (Seed e Idriss, 1971), donde z es la profundidad de análisis en metros. Youd *et al.* (2001) recomienda que el factor de escala MSF se calcule en función de la magnitud del sismo M como:

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad (3)$$

La relación CRR expresa la capacidad del suelo para resistir licuación. Esta relación está en función del número de golpes N del SPT y para valores de N menores a 30 golpes/pie, satisface:

$$CRR = \frac{1}{34 - N_{160cs}} + \frac{N_{160cs}}{135} + \frac{50}{[10N_{160cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (4)$$

El grado de drenaje durante la ejecución del ensayo de penetración SPT, disminuye con el incremento del contenido de finos, por lo que el N medido subestima

la resistencia a la licuación en arenas limosas. Para compensar este efecto se recomienda aumentar el N del SPT a medida que aumenta el contenido de finos del suelo granular, es decir, el valor de N_{160cs} considera un factor de corrección por contenido de finos dado por:

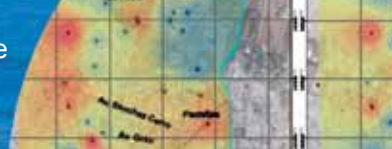
$$N_{160cs} = e^{\left(1.76 - \frac{190}{FC^2}\right)} + \left(0.99 + \frac{FC^2}{1000}\right) N_{160} \quad (5)$$

donde FC es el contenido de finos y $N_{160} = N C_N C_E C_R C_S C_B$ corresponde al número de golpes/pie normalizado a una presión de confinamiento de 100 kPa aproximadamente y una energía de martillo de 60%, donde $C_E C_R C_S C_B$ son los factores de corrección por energía del martillo, longitud de varillaje, método de muestreo y diámetro de la perforación, los cuales se consideran constantes (Youd *et al.*, 2001). $C_N = (p_a/\sigma'_v)^{0.5}$ es el factor de corrección por presión de confinamiento en suelos granulares (Liao y Whitman, 1986). Al incluir todas las variables aleatorias en (1) se obtiene la expresión que corresponde al margen de seguridad en función de todas las variables aleatorias.

$$MS = \frac{1}{34 - N_{160cs}} + \frac{N_{160cs}}{135} + \frac{50}{[10N_{160cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} - 0.65 \frac{\rho z}{\rho z - \rho_w z_w} \frac{a_{max}}{g} \frac{r_d}{MSF} \quad (6)$$

Caracterización de la incertidumbre de las variables aleatorias del Margen de Seguridad de licuación MS

Las variables aleatorias del margen de seguridad MS en (6) son la densidad seca del suelo ρ , profundidad del nivel freático z_w , aceleración máxima en la superficie a_{max} , magnitud del sismo M , valor de N del SPT y contenido de finos FC . Las razones por las que se considera variables aleatorias son: a) ρ a una misma profundidad presenta variabilidad espacial, se evidencia en los datos utilizados en el presente trabajo y en la literatura (Jones *et al.*, 2002), b) z_w depende directamente de los niveles de precipitación de la ciudad que a su vez genera la infiltración de agua, c) a_{max} en la superficie depende de la magnitud del sismo, la



distancia epicentral y el hipocentro, las cuales presentan variabilidad para cada evento sísmico y además existe una probabilidad de ocurrencia para estos eventos, d) M es diferente para cada evento sísmico y además existe una probabilidad de ocurrencia para estos eventos, e) N posee incertidumbre y se evidencia en los datos utilizados en el presente trabajo y en la literatura (Baecher y Christian, 2003) y FC porque la granulometría de las arenas a una misma profundidad es distinta y se evidencia en los datos utilizados en el presente trabajo y en el trabajo de Gutiérrez *et al.* (2003).

MS tiene 6 variables aleatorias cuya incertidumbre debe ser caracterizada por medio de sus momentos estadísticos y de sus funciones de densidad de probabilidad. Cada variable se ajustó a funciones de densidad de probabilidad utilizando la prueba Kolmogorov - Smirnov, considerando un nivel de confiabilidad de 95%.

En las áreas costeras, por estar más cerca de la zona de Benioff, los focos suelen ser superficiales y conforme se avanza hacia el continente pasan a ser intermedios y profundos. Los epicentros de los temblores ocurridos en la costa piurana en las últimas décadas se han localizado entre 5 km y 183 km; y los hipocentros han estado a menos de 120 km de profundidad, la mayoría de los sismos ocurridos han sido superficiales. Existe evidencia de licuación de suelos en la ciudad de Piura por los sismos de 1857, 1912 y 1970, que generó grietas con aberturas de hasta 30 cm y saltos de 25 cm y la formación de volcanes de arena entre 0.6 y 1 m de diámetro (Silgado, 1978; Hurtado, 2011).

Los datos para caracterizar M y a_{\max} correspondientes al departamento de Piura, se obtuvieron del Instituto Geofísico del Perú IGP y USGS en el período de 1970 – 2015. La magnitud del sismo utilizada en el análisis es magnitud momento M_w que varía de 4 a 6.5 y la aceleración varía de 0.01 a 0.44g, ambas variables se ajustaron a funciones de distribución beta y los parámetros de las funciones se muestran en la Tabla 1. M y a_{\max} se asumen como variables independientes, lo cual permite obtener una probabilidad de licuación mayor. La función beta obtenida para la aceleración sísmica es compatible con las curvas de probabilidad

de excedencia típicas obtenidas en evaluaciones de amenaza sísmica (Gamarra, 2009). La función de distribución beta es muy versátil porque los datos se pueden adecuar con sólo variar los parámetros q y r que son una medida de la asimetría y kurtosis de las funciones generadas, y se acota con los parámetros a y b que corresponden al límite inferior y superior, respectivamente. La función beta esta definida por las siguientes expresiones:

$$f_x(x) = \frac{1}{B(q,r)} \frac{(x-a)^{q-1}(b-x)^{r-1}}{(b-a)^{q+r-1}} \quad (7)$$

$$B(q,r) = \int_0^1 x^{q-1}(1-x)^{r-1} dx \quad (8)$$

Tabla 1: Parámetros de la función y estadísticos para M y a_{\max}

Parámetros de la función	M	a_{\max}, g
q	0.70	0.80
r	3.80	11.50
b	6.50	0.45
a	4.30	0.00
Estadísticos		
Promedio	4.64	0.03
Desviación estándar	0.34	0.03
Coefficiente de variación	0.07	1.04

Para determinar los momentos estadísticos de z_w , se considera que el nivel encontrado en cada una de las perforaciones es el valor esperado y se supone que el coeficiente de variación del nivel freático es igual al coeficiente de variación de la precipitación diaria anual en la ciudad suponiendo que el aumento del nivel de agua sólo depende de la infiltración de agua de lluvia (SGC, 2015). Esta suposición se realiza con base en la característica desértica de la zona y en los depósitos de arena que van desde muy sueltos a medios con valores de N menores a 20 golpes/pie hasta los 4 m de profundidad, que permite la infiltración rápida de agua. Esta afirmación se basa en los resultados de Puga (2012) que encontró a través de ensayos de permeámetro de carga constante que arenas con densidad relativa menor presentan mayores permeabilidades.

La variabilidad de la precipitación anual se caracterizó

con el registro de períodos lluviosos de 45 años (1971 - 2015) en la estación del Radar Universidad de Piura, ubicada en el nor occidente de la ciudad. En la Figura 2 se presenta la precipitación anual en la estación del Radar de la Universidad de Piura y se observa que los años 1983 y 1998 fueron los de mayor precipitación anual. Estos son los años en los que se presentó el fenómeno El Niño y que produjo inundaciones y la caída de puentes en la zona del río Piura. Al analizar todos los datos de precipitación anual se obtiene un coeficiente de variación de 259 %, por lo que se separaron los datos de los años de fenómeno El Niño de los datos de años sin este fenómeno y se obtuvieron las funciones de probabilidad que se ajustan a ambos escenarios por separado.

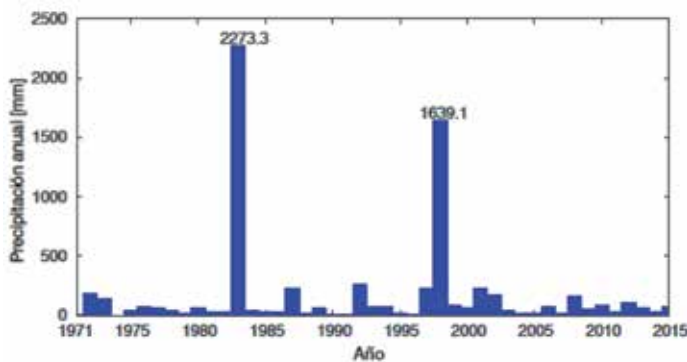


Figura 2: Precipitación anual registrado por la estación Radar UdeP en los años 1971 a 2015.

Los datos de precipitación anual de años sin fenómeno El Niño se ajustaron a una distribución lognormal y los datos de años con fenómeno El Niño se ajustaron a una distribución normal, ambos ajustes cumplen con un nivel de confiabilidad de 95% de acuerdo a la prueba K-S. En la Tabla 2 se presentan los parámetros de la función y estadísticos de los datos.

La distribución de probabilidad lognormal es estrictamente positiva y con el aumento de la desviación estándar aumenta la asimetría. La función está dada por la siguiente expresión:

$$f_x = \frac{1}{\xi x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \lambda}{\xi}\right)^2\right] \quad (9)$$

donde los parámetros λ y ξ están en función de la media y desviación estándar de todos los datos.

Tabla 2: Parámetros de la función y estadísticos para la precipitación anual

Parámetros de la función	Precipitación años con fenómeno El Niño, mm	Precipitación años sin fenómeno El Niño, mm
Distribución lognormal		x
Distribución normal	x	
λ		3.927
ξ		0.815
Estadísticos		
Promedio	154.54	70.74
Desviación estándar	399.95	68.74
Coefficiente de variación	2.59	0.972

$$\lambda = \ln \mu_x - 0.5\xi^2 \quad \text{y} \quad \xi = \sqrt{\ln(1 + COV^2)} \quad (10)$$

donde COV es el coeficiente de variación. La desviación estándar de la variable z_w se obtiene a partir del coeficiente de variación de la precipitación anual para el escenario sin fenómeno El Niño, porque es el que tiene mayor frecuencia de ocurrencia en la ventana de tiempo analizada en la ciudad de Piura (45 años). Para el método de simulaciones de Montecarlo se utilizó una distribución de probabilidad lognormal con λ de acuerdo a (10) para cada perforación y ξ de 0.815. Para caracterizar los momentos estadísticos y determinar la función de distribución de probabilidad de la variable aleatoria N del ensayo SPT, se recopilaron datos de 64 exploraciones SPT que ocupan un área de 25 km² de la ciudad de Piura, realizadas por el Laboratorio de ensayos de materiales de la Universidad de Piura entre los años 1983 y 2010 y cuyo perfil estratigráfico presenta arenas pobremente gradadas SP y arenas limosas SM en 4 m o más de profundidad. Los datos de N se definieron por profundidad y corresponden a un tipo de suelo obtenido con un mismo equipo. En la Tabla 3 se presentan los datos de N ajustados a funciones de densidad de probabilidad lognormal y beta. Se observa que a partir de 5 m de profundidad, los valores de N de SPT son mayores a 30 golpes/pie y de acuerdo a la metodología de Seed *et al.* (1985), la ecuación de CRR no aplica porque estos suelos no presentan problemas de licuación.

Tabla 3: Parámetros de la función y estadísticos para el valor de N del SPT por profundidad

Función de distribución de probabilidad	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m
Distribución lognormal	x	x	x	x	x	x	x	
Distribución beta								x
Parámetros de la función								
q								3
r								4
b								100
a								16
λ	2.28	2.58	2.84	3.11	3.41	3.73	3.87	
ξ	0.24	0.26	0.22	0.21	0.18	0.15	0.16	
Estadísticos								
Promedio	11	15	19	25	33	45	52	66
Desviación estándar	5.77	8.09	9.36	12.2	14.7	18	21.6	22.1
Coefficiente de variación	0.52	0.54	0.49	0.49	0.45	0.40	0.41	0.33

Los coeficientes de variación de N son mayores en las capas superficiales y van disminuyendo con la profundidad. Harr (1984) reportan COV de N entre 40 y 45% y Kulhawy y Trautman (1996) reportan valores entre 14 y 100% considerando la variabilidad del equipo, procedimiento y variabilidad natural. Los valores encontrados en la ciudad de Piura se encuentran dentro de lo reportado en la literatura y se asocia principalmente a la incertidumbre del equipo y procedimiento dado que corresponde a un solo tipo de suelo.

Para caracterizar los momentos estadísticos y la función de densidad de probabilidad de la variable aleatoria densidad seca ρ , se recopilieron datos de ensayos de densidad de las muestras de las exploraciones tipo SPT obtenidas a cada metro de profundidad. Estos valores se ajustaron a funciones de probabilidad lognormal y beta con los parámetros indicados en la Tabla 4.

Gutiérrez *et al.* (2003) reportan COV de 6% para la densidad seca de materiales SP - SW y entre 5 y 10% para la densidad seca de materiales SM - ML. La densidad seca de los materiales SP y SM de la ciudad de Piura presenta incertidumbres reflejada en COV

menores al 6%. Para la variable aleatoria de contenido de finos FC , se recopilieron datos de ensayos de granulometría de 43 muestras de las exploraciones SPT obtenidas a cada metro de profundidad. Los datos se ajustaron a funciones de probabilidad lognormal con los parámetros indicados en la Tabla 5.

Tabla 4: Parámetros de la función y estadísticos para la densidad por profundidad

Función de distrib. de probabilidad	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m
Distribución lognormal		x	x	x	x	x	x	x
Distribución beta	x							
Parámetros de la función								
q	2							
r	3.2							
b	1.8							
a	1.55							
λ		0.56	0.65	0.66	0.68	0.70	0.70	0.72
ξ		0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.0001
Estadísticos								
Promedio	1.65	1.75	1.91	1.94	1.97	2.01	2.02	2.05
Desviación estándar	0.04	0.08	0.04	0.05	0.06	0.05	0.04	0.01
Coefficiente de variación	0.03	0.05	0.02	0.03	0.03	0.03	0.02	0.01

Tabla 5. Parámetros de la función y estadísticos para el contenido de finos por profundidad.

Parámetros de la función	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m
λ	1.11	1.16	1.19	1.18	1.19	1.02	1.04	1.25
ξ	0.31	0.29	0.26	0.22	0.23	0.16	0.21	0.29
Estadísticos								
Promedio	3.55	3.67	3.73	3.65	3.70	2.99	3.14	4.03
Desviación estándar	2.13	2.11	2.01	1.82	1.89	1.23	1.53	2.35
Coefficiente de variación	0.60	0.57	0.54	0.50	0.51	0.41	0.49	0.58

El coeficiente de variación para el contenido de finos FC es de 60%, variabilidad que es mayor a la reportada por Gutiérrez *et al.* (2002) que presentan COV de hasta 31.5%. Esto se debe a que las arenas de Piura son de origen aluvial y eólico, lo anterior genera que los depósitos aluviales tengan lentes de limos

muy delgados mientras que los depósitos eólicos no suelen presentar finos. Dicha disparidad en el origen de formación de los depósitos se refleja en la mayor variabilidad del contenido de finos.

Métodos para propagación de incertidumbre

Los métodos para análisis de confiabilidad permiten la obtención del índice de confiabilidad y probabilidad de falla del margen de seguridad definido con (6), la cual indica la probabilidad de licuación en la zona de estudio. Los métodos usados en este trabajo son primer orden segundo momento o también conocido como series de Taylor y simulaciones de Montecarlo.

Método de primer orden segundo momento – Series de Taylor

Este método describe la media, varianza y desviación estándar de una función como los primeros términos de una expansión de la serie de Taylor. Se supone que $(x_i - \mu x_i)$ de cada variable aleatoria son pequeños (x_i es la variable aleatoria y μx_i es la esperanza de la variable aleatoria), por lo que los cuadrados y potencias más altas también lo son y pueden ignorarse. La esperanza del margen de seguridad $E[MS]$ se obtiene evaluando el valor medio de cada variable aleatoria en (6).

$$E[MS] \approx MS(\mu a_{\max}, \mu M, \mu \rho, \mu z_w, \mu N, \mu FC) \quad (11)$$

La varianza del margen de seguridad $Var[MS]$ se obtiene con la derivada parcial de la función de desempeño con respecto a la variable aleatoria, suponiendo que las variables son independientes entre sí.

$$Var[MS] = \sigma_{MS}^2$$

$$\sigma_{MS}^2 \approx \sigma_{a_{\max}}^2 \frac{\partial MS^2}{\partial a_{\max}} + \sigma_M^2 \frac{\partial MS^2}{\partial M} + \sigma_{\rho}^2 \frac{\partial MS^2}{\partial \rho} + \sigma_{z_w}^2 \frac{\partial MS^2}{\partial z_w} + \sigma_N^2 \frac{\partial MS^2}{\partial N} + \sigma_{FC}^2 \frac{\partial MS^2}{\partial FC} \Big|_{\mu a_{\max}, \mu M, \mu \rho, \mu z_w, \mu N, \mu FC} \quad (12)$$

La ecuación (12) presenta la multiplicación de la varianza de cada variable aleatoria y el cuadrado de la

derivada parcial, evaluada en los valores medios de las variables. El número de derivadas parciales del margen de seguridad corresponden a la cantidad de variables aleatorias.

Simulaciones de Monte Carlo

El método de Monte Carlo permite determinar la distribución probabilística de la función de desempeño mediante la generación de números aleatorios basado en las variables aleatorias de la función. Este método plantea conocer la probabilidad de ocurrencia de un evento, realizando el experimento un número suficiente de veces, determinando la función de desempeño como una distribución probabilística de los resultados obtenidos en los experimentos realizados. Conociendo la distribución de probabilidad de las variables aleatorias de la función de desempeño, se muestrean aleatoriamente valores de estas variables aleatorias, y se evalúa determinísticamente la función. El proceso previamente explicado se repite un número de veces suficientemente grande para conseguir la convergencia de la distribución de probabilidad de la función de desempeño (Hidalgo y Pacheco, 2011; Arevalo *et al.*, 2014; Prada *et al.*, 2011). Esta convergencia se evalúa en el primer y segundo momento estadístico para obtener la cantidad de simulaciones requeridas para que la variación de estos sea mínima.

La aplicación del Método Monte Carlo es eficiente cuando se cuenta con las herramientas computacionales para efectuar grandes volúmenes de cálculos numéricos, debido a que se consigue una mejor aproximación de la función de densidad de probabilidad resultante cuando se incrementan el número de simulaciones realizadas. Se obtuvo convergencia de los momentos estadísticos del margen de seguridad para 100000 simulaciones como se observa en la Figura 3.

Probabilidad de licuación

El cálculo de probabilidad de licuación se realizó por el método de series de Taylor y simulaciones de Monte Carlo en las 64 perforaciones de la ciudad de Piura. Esta probabilidad de licuación es anual debido a que la incertidumbre de a_{\max} , M y precipitación se realizó por año en una ventana temporal desde 1970 a 2015.

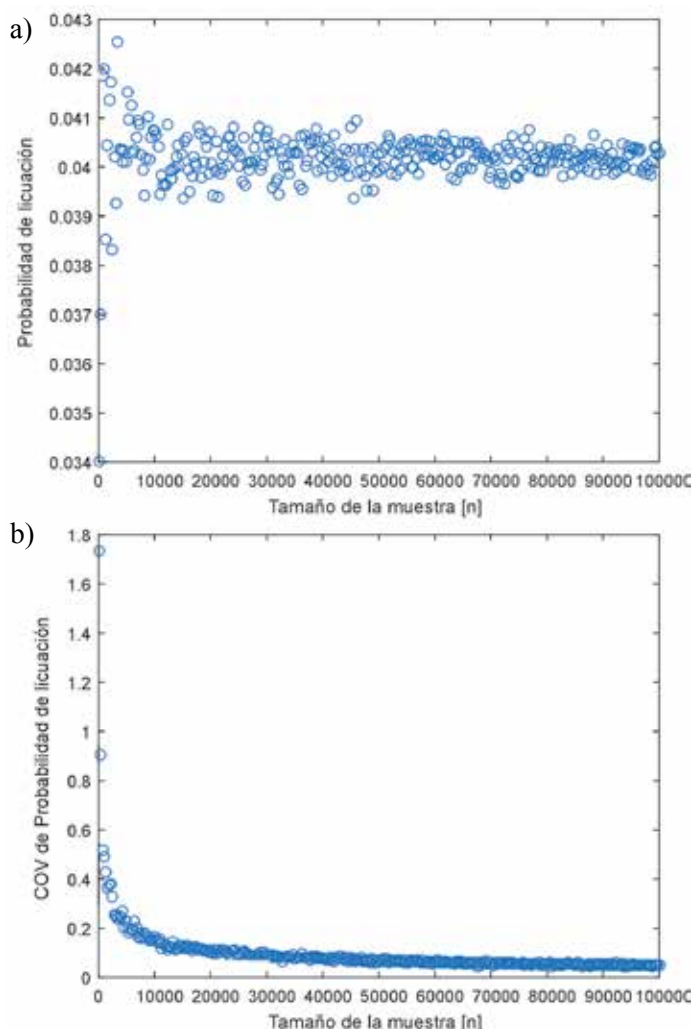
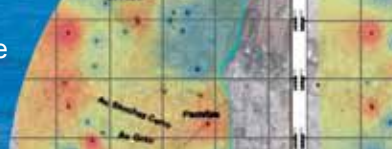


Figura 3: Número de simulaciones de Monte Carlo para a) la probabilidad de licuación y b) su coeficiente de variación

A manera de ejemplo se presenta el procedimiento para una perforación ubicada en las coordenadas 9428008.00 latitud sur y 540100 longitud este. La ecuación para obtener CRR es útil para valores de N menores a 30 golpes/pie, y de acuerdo a los estadísticos de N en la zona se puede aplicar (4) hasta 4 m de profundidad, por lo que se obtiene la probabilidad de licuación hasta esa profundidad. El método de series de Taylor requiere del cálculo de las derivadas parciales de MS con respecto a cada variable aleatoria usando (12). La incertidumbre dada por la función de desempeño se puede cuantificar con el valor de estas derivadas y las variables de mayor influencia en la incertidumbre de la función de desempeño siguen el siguiente orden: a_{max} , ρ_d , z_w y N . Para determinar la variable más influyente en la desviación estándar del margen de seguridad se analiza cada término de la sumatoria presentada en (12) y se obtiene su relación

con respecto a la varianza del MS . Los resultados se presentan en la Tabla 6 e indica que las variables más influyentes son N y z_w , este último es el más influyente en un 94% a 1 m de profundidad y a 4 m de profundidad ambas variables son igualmente influyentes con un 50% para z_w y 49% para el N .

Tabla 6: Porcentaje de influencia de las variables aleatorias en la incertidumbre de MS

Prof., m	a_{max} , %	M , %	z_w , %	ρ , %	N , %	FC , %
1	0.032	0.002	94.19	0.016	5.76	0.000
2	0.008	0.000	86.47	0.165	13.36	0.000
3	0.006	0.000	54.88	0.059	46.05	0.003
4	0.021	0.001	50.83	0.015	49.00	0.002

Para conocer la influencia de los componentes CSR y CRR en MS , se obtiene la varianza de cada componente y se analiza con respecto a la suma de varianzas y los resultados indican que el CRR presenta mayor incertidumbre en la probabilidad de licuación que el CSR (ver Figura 4). Este resultado se debe a que las variables que intervienen en el cálculo del CRR son z_w , N , ρ y FC , que incluye las dos variables más influyentes; mientras que para el cálculo de CSR interviene z_w , a_{max} , M y ρ , que tiene sólo una variable influyente. El CSR posee una influencia de 3.3% a 1 m de profundidad y disminuye hasta 0.01% a 4 m de profundidad, por lo que la incertidumbre del CRR es la más influyente en el cálculo de licuación de la ciudad de Piura.

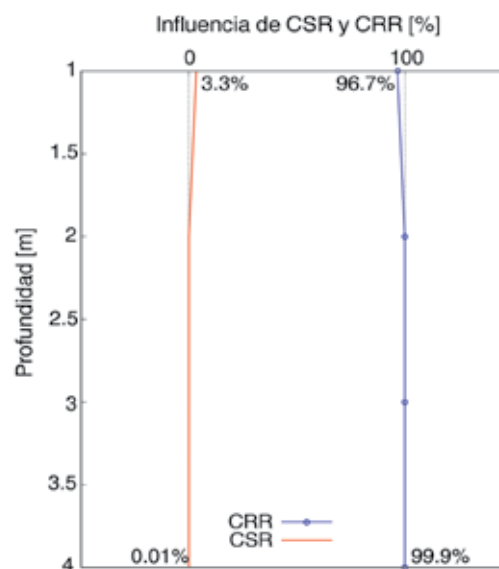
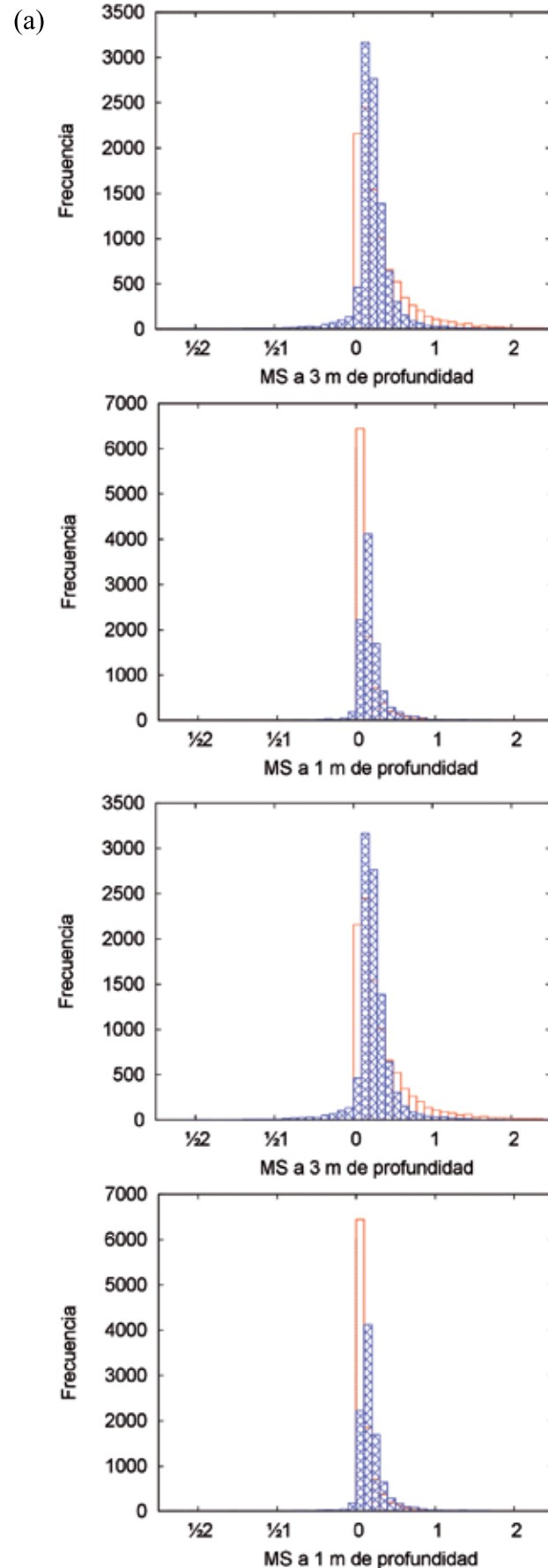


Figura 4: Variación de la influencia de la incertidumbre del CRR y CSR en MS de la licuación en profundidad

Jha y Suzuki (2008) encontraron que la incertidumbre del CRR es mayor al CSR en ciudades como Nepal, Singhdurbar y Kathmandu debido a que el coeficiente de variación de N , tomado de la literatura para diferentes tipos de suelos, es mayor a los coeficientes de M y a_{\max} del sismo. La variabilidad del CRR encontrada en la ciudad de Piura se debe en gran medida a la incertidumbre de z_w , asociada a la precipitación en la zona, y al N que está relacionado con el suelo, equipo y procedimiento del ensayo SPT. El análisis estadístico de las variables del sismo y del suelo en la ciudad de Piura permite que el cálculo de la probabilidad de licuación integre la incertidumbre propia de la zona de todas las variables actuantes y resistentes que intervienen en el margen de seguridad, sin requerir los coeficientes de variación reportados en la literatura. Suponiendo que MS de licuación de suelos en la ciudad de Piura se caracteriza por una distribución lognormal, se obtiene el índice de confiabilidad y la probabilidad de licuación hasta 4 m de profundidad en la perforación. Para las simulaciones de Monte Carlo, se realizó un código de programación para la generación de números aleatorios de las distintas distribuciones a las que se aproximan las 6 variables aleatorias de la función de desempeño. Se realizaron 100000 simulaciones de Monte Carlo a cada profundidad, número a partir del cual la probabilidad de licuación y coeficiente de variación del margen de seguridad convergen.

Al comparar los resultados por el método de series de Taylor y simulación de Monte Carlo se observa que la probabilidad de licuación disminuye con la profundidad. La Figura 5 presenta la integración de la incertidumbre de las variables que generan procesos de licuación en la ciudad de Piura hasta 4 m de profundidad. Se puede observar que al suponer que el margen de seguridad tiene una distribución lognormal en el método de series de Taylor, el histograma de frecuencias del margen de seguridad y la probabilidad de licuación es parecida a la obtenida por el método de simulaciones de Monte Carlo. La máxima diferencia presentada es de 3% a 1 m y 4 m de profundidad debido a que la función lognormal y el histograma de frecuencias obtenido por Monte Carlo poseen momentos estadísticos de cuarto orden diferentes.



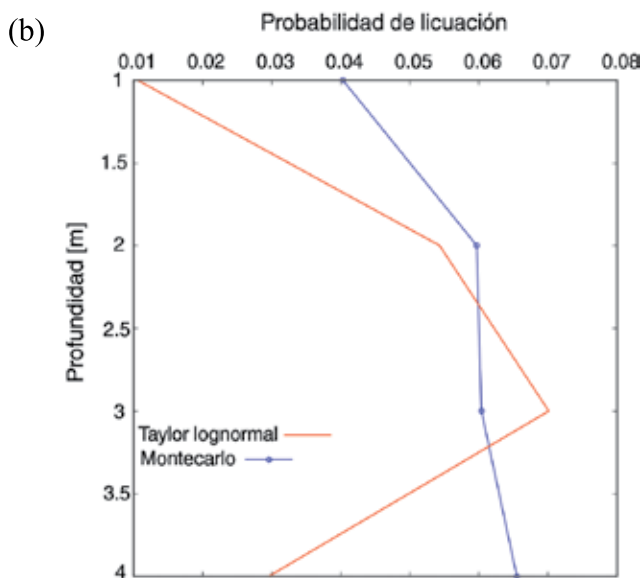


Figura 5: a) Histogramas de frecuencias del MS y b) probabilidad de licuación por profundidad

A 1 m de profundidad la curtosis es mayor por el método de series de Taylor y a 4 m de profundidad la curtosis es mayor por el método de simulaciones de Monte Carlo. Si se compara la diferencia de probabilidad de licuación obtenida con la diferencia encontrada en los resultados del trabajo de Jha y Suzuki (2008), se puede indicar que es pequeña y se debe a la forma de las funciones de probabilidad del margen de seguridad obtenidas a distintas profundidades.

Para visualizar la probabilidad de licuación en la ciudad de Piura se realizó una interpolación usando la técnica de distancia inversa ponderada IDW. En la Figura 6 se presenta el mapa de la ciudad de Piura con los contornos de probabilidad de licuación obtenido por simulaciones de Monte Carlo.

De manera general, se observa que la probabilidad de licuación máxima es de 9.5 %, disminuye con la profundidad y en ciertas zonas se mantiene o aumenta a 4 m de profundidad debido a que la incertidumbre de N es mayor a esa profundidad registrándose valores de N desde 5 hasta 60 golpes/pie (arenas sueltas y arenas densas). A manera de ejemplo, se ha utilizado los datos de la ciudad de Piura en la metodología propuesta por Gutiérrez *et al.* (2003), la cual utiliza el método de series de Taylor simplificado y supone una distribución lognormal del MS . Las expresiones que utilizaron los autores para obtener el CRR y CSR

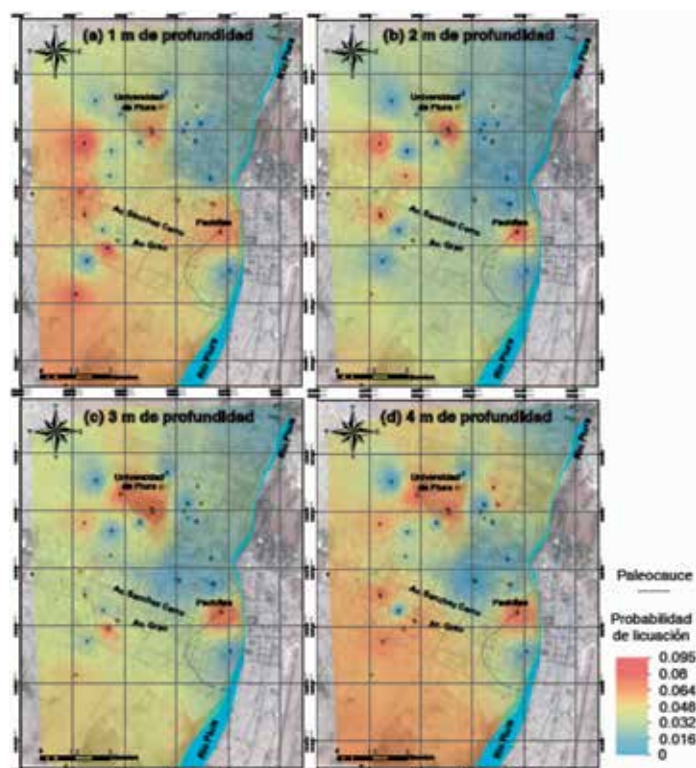


Figura 6: Probabilidad de licuación en la ciudad de Piura para distintas profundidades

son iguales a (2) y (4) y el ejemplo de aplicación considera al CSR como determinista y con un valor de 0.1. La probabilidad de licuación máxima usando los datos de Piura en el método de series de Taylor simplificado resulta ser 10.4%, valor cercano a 9.5% obtenido en este trabajo por simulaciones de Monte Carlo. Dado que el ejemplo de Gutiérrez *et al.* (2003) considera el CSR como determinista, se espera que el resultado sea parecido al obtenido por simulaciones de Monte Carlo en Piura, en el que se observó que el CRR presenta mayor influencia en la probabilidad de licuación que el CSR .

De acuerdo a la geología local, el cuaternario reciente de Piura está constituido por depósitos aluviales extendidos por las márgenes, terrazas y zonas alledañas al río Piura y depósitos eólicos de mayor extensión lejos del curso actual del río (Campos, 2011). Los depósitos aluviales están compuestos de limos arenosos y arena pobremente gradada con lentes de limos. En Piura existen dos grandes cursos aluviales de recorrido aproximadamente paralelo. Uno de ellos lo constituye el actual cauce del río Piura y el otro es un antiguo lecho del río (paleocauce - Figura 6)

que se identifica superficialmente por constituir una franja topográficamente baja (30 msnm) que atraviesa la urbanización Santa Isabel, Pachitea, urbanización Grau y 04 de enero y llega finalmente al anteriormente conocido Barrio Sur. Las zonas situadas fuera de estos cursos aluviales tienen predominancia de material eólico y en general están ubicadas en el oeste de Piura. La Figura 6 muestra que la probabilidad de licuación en la zona de Pachitea se mantiene con la profundidad y se debe a que los valores de N son bajos y el perfil estratigráfico presenta arenas sueltas hasta 4 m de profundidad. Por otro lado, los depósitos eólicos en Piura son irregulares por su espesor variado, compacidad y permeabilidad; están compuestos de arenas pobremente gradadas con un contenido de finos que varía de 0.4 a 9.2%. Dentro de la zona de depósitos se observa que las exploraciones ubicadas en zonas descampadas dentro del campus de la Universidad de Piura y en zonas aún no urbanizadas, la probabilidad de licuación es mayor y se mantiene hasta la profundidad analizada debido a que los vientos en la zona permiten la erosión y depositación de los sedimentos libremente. Este movimiento de arenas es continuo y no permite su compactación, y se refleja en la incertidumbre de N que presenta una variación de 49% a profundidades de 3 y 4 m.

Conclusiones

El procedimiento presentado para la evaluación probabilística de licuación para la ciudad de Piura en Perú presenta ventajas con respecto a procedimientos anteriormente propuestos dado que por un lado, se tiene en cuenta la totalidad de variables aleatorias que dominan el proceso y la caracterización de la incertidumbre de dichas variables se realiza con base en información de la zona de estudio. Aspectos que no habían sido contemplados simultáneamente en estudios pasados. Las funciones de distribución de probabilidad obtenidas para las variables son distintas a las típicas funciones reportadas en la literatura (distribución normal y lognormal). Las variables se ajustaron a distribuciones lognormales y betas; esta última es la más usada debido a que se puede adecuar a cualquier registro de datos con sólo variar los parámetros de la función.

La incertidumbre generada por la función de desempeño se mide con las derivadas del margen de seguridad de licuación con respecto a cada variable aleatoria e indica que la aceleración máxima a_{\max} , profundidad del nivel freático z_w , densidad seca ρ_d y N del SPT son las variables más influyentes. Al aplicar el método de series de Taylor se encuentra que las variables de mayor influencia en la desviación estándar del margen de seguridad MS es N y z_w , debido a que presentan mayor magnitud en la combinación de la incertidumbre en la zona de estudio y las derivadas parciales. En superficie (1 y 2 m de profundidad) la variable z_w es más influyente y conforme se avanza en profundidad, ambas variables son igualmente influyentes (4 m de profundidad). La incertidumbre de la componente CRR es mayor que la de la componente CSR debido a que hereda la variabilidad de z_w , N , ρ_d y contenido de finos FC ; es decir, el cálculo del CRR involucra las dos variables más influyentes. Esta característica es propia de Piura y aunque es similar a lo encontrado en otros estudios realizados en Nepal, Singhdurbar y Kathmandu, los autores suponen de antemano coeficientes de variación de la variable N mayores a los de las variables M y a_{\max} del sismo (Jha y Suzuki, 2008). Se puede establecer que la componente CSR del margen de seguridad se puede considerar como determinístico en comparación con CRR para la zona de estudio. El método de series de Taylor y simulaciones de Monte Carlo indican que la probabilidad de licuación anual disminuye con la profundidad; y al suponer que la distribución de probabilidad del MS es lognormal la probabilidad de licuación es parecida a la obtenida por simulaciones de Monte Carlo. Esto se debe a que las funciones de probabilidad de las variables son de tipo lognormal y beta (tipo exponencial).

De manera general, la probabilidad de licuación anual en Piura disminuye con la profundidad quedando ciertas zonas en las que la probabilidad de licuación se mantiene incluso a 4 m de profundidad debido a la gran variabilidad que presenta la variable N que es uno de los factores más influyentes en el margen de seguridad. Si bien es cierto el valor de N aumenta con la profundidad, su variabilidad es mayor reflejándose

un grado de compacidad de las arenas desde sueltas hasta densas a 4 m de profundidad.

Existe una zona conocida como Pachitea que presenta una probabilidad de licuación de 9.5% y se mantiene hasta 4 m de profundidad en la que la variabilidad del N está relacionado con la geología de Piura que indica la existencia de un paleocauce paralelo al actual curso del río que cruza por esta zona caracterizada por tener un perfil estratigráfico de arenas sueltas. Las zonas descampadas presentan una probabilidad de licuación mayor que se mantiene hasta la profundidad analizada y se debe al constante movimiento de los sedimentos ocasionado por el viento que no permiten la compactación del material y se refleja en una mayor variabilidad del N en estas zonas.

Referencias

- Andrus, R.D. and Stokoe II, K.H. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **126**(11), 1015-1025
- Arévalo, G., Ramos-Cañón, A. y Prada, L. (2014). Análisis de confiabilidad en un modelo de descarga de silos de almacenamiento mediante el Método de Elementos Discretos DEM. *Obras y Proyectos* **15**, 21-30
- Ascencio Saavedra, F. (2012). *Aplicación del SIG como herramienta para la prevención de riesgos geotécnicos en la ciudad de Piura*. Tesis de grado, Universidad de Piura
- Baecher, G.B. and Christian, J.T. (2003). *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. John Wiley & Sons
- Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. (2012). Probabilistic standard penetration test-based liquefaction-triggering procedure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **138**(10), 1185-1195
- Campos Muñoz, D.D. (2011). *Estudio de la variabilidad del suelo de Piura a través del SPT para la valoración del FS*. Tesis de grado, Universidad de Piura
- Eurocode (2005). Design of Steel Structures, Part 1-1; General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization, Brussels
- EHE (1998). Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de Fomento, Madrid
- Gamarra Rivera, C.A. (2009). Nuevas fuentes sismogénicas para la evaluación del peligro sísmico y generación de espectros de peligro uniforme en el Perú. Universidad Nacional de Ingeniería, Perú
- Gutierrez, M. Duncan, J.M., Woods, C. and Eddy, E. (2003). Development of a simplified reliability-based method for liquefaction evaluation. Report USGS Grant N° 02HQGR0058, Virginia Polytechnic Institute and State University
- Harr, M.E. (1984). Reliability-based design in civil engineering. Henry Shaw Lecture, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh
- Hidalgo Montoya, C.A. y Pacheco de Assis, A. (2011). Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: La teoría. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín* **10**(18), 69-78
- Hurtado, E.A. (2011). Breve historia del fenómeno de licuación de suelos en el Perú. Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres CISMID. Guzlop Editoras, Lima
- Hwang, J.H., Yang, C.W. and Juang, D.S. (2004). A practical reliability – based method for assessing soil liquefaction potential. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **24**(9), 761-770
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2006). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **26**(2), 115-130
- Jha, S. and Suzuki, K. (2008). Reliability analysis of soil liquefaction based on standard penetration test. *Computers and Geotechnics* **36**(4), 589–596
- Jones, A.L., Kramer, S. L. and Arduino, P. (2002). Estimation of uncertainty in geotechnical properties for performance-based earthquake engineering. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center
- Juang, C.H., Liang, T. and Andrus, R.D. (2002). Assessing probability-based methods for liquefaction potential evaluation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **128**(7), 580-589
- Juang C.H., Rosowsky D.V. and Tang W.H. (1999). Reliability - based method for assessing liquefaction potential of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **125**(8), 684-689

- Kulhawy, F.H. and Trautmann, C.H. (1996). Estimation of in-situ test uncertainty. *Conference on Uncertainty in the Geologic Environment: from theory to practice*, ASCE GSP, Madison, 269–286
- Liao, S.S. and Whitman, R.V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering* **112**(3), 373-377
- Menezes, S.M., de Carvalho, D. and da Rocha de Albuquerque, P.J. (2006). Analysis of uplift loads of precast-concrete piles in porous soils. *Exacta* **4** (1), 191-200
- MVCS (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones E.050 Suelos y Cimentaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Perú
- NASEM (2016). State of the art and practice in the assessment of earthquake-induced soil liquefaction and its consequences. The National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine. The National Academies Press, Washington, DC
- NSR (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá, Colombia
- Pinto Zegarra, C. F. (1998). *Identificación de zonas con potencial de licuación de suelos en la ciudad de Piura con ensayos SPT*. Tesis de grado, Universidad de Piura
- Prada, L., Ramos, A., Solaque, B. y Caicedo, B. (2011). Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico de un muro de contención. *Obras y Proyectos* **9**, 49-58
- Puga, P.E. (2012). *Estudio experimental del coeficiente de permeabilidad en arenas*. Proyecto de título, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Chile
- Robertson, P.K. and Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal* **35**(3), 442-459
- ROM (2005). Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias ROM 0.5-05. Puertos del Estado, España
- 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, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering* **111**(12), 1425-1445
- SGC (2015). Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa. Servicio Geológico Colombiano, Bogotá
- Silgado Ferro, E. (1978). Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1513-1974). Instituto Geológico Minero y Metalúrgico INGEMMET. Guzlop Editoras, Lima
- Yanez, D.G., Massad, F. and Correa, M.R. (2015). Soft soil geotechnical properties in a case study of a large alluvial soft soil improvement in Latin America. *15th Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, IOS Press, Buenos Aires, 1599-1606
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Liam Finn, W.D., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., Stokoe II, K.H. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(10), 817-833

Efectividad de la gestión de los proyectos: una perspectiva constructivista

Effectiveness of project management: a constructivist perspective

Fecha de entrega: 3 de abril 2017

Fecha de aceptación: 4 de agosto 2017

Dora A. Ariza

Escuela de Administración de Negocios, Universidad EAN, Calle 79 No. 11-45, Bogotá D.C., Colombia, darizaag2940@universidadean.edu.co

El éxito de los proyectos ha sido medido tradicionalmente en términos del cumplimiento del presupuesto y el cronograma. Sin embargo, la ejecución de los proyectos integra personas internas o externas a la organización para alcanzar unos objetivos específicos. Se requiere identificar los criterios por los cuales los involucrados en un proyecto, consideran que su gestión es efectiva y medir su percepción. Se realizó una investigación mixta en el marco epistemológico del constructivismo. Con la aplicación de la teoría fundamentada constructivista, se definieron once indicadores, los cuales se validaron mediante una encuesta aplicada al gremio de profesionales de TI en Colombia, pertenecientes a diversos sectores de la industria incluido el de construcción. Se definió una muestra esperada de 230 empresas, con un nivel de confianza del 95% y un error del 5%. Se obtuvieron 211 respuestas, lográndose una cobertura del 92%. Utilizando el análisis factorial exploratorio, se creó un constructo de efectividad con tres dimensiones definidas como: 1) cumplimiento de expectativas, 2) satisfacción del equipo y 3) logro de compromisos. Los dos indicadores mejor calificados en una escala de 1 a 5, fueron el aporte de los proyectos a la estrategia y el cumplimiento con la calidad. Los indicadores con menor calificación fueron el cumplimiento con el alcance del proyecto y la respuesta dada a los riesgos. Los resultados amplían la teoría en gestión de proyectos y abren la posibilidad de investigaciones futuras orientadas a medir la efectividad de esta gestión en otros sectores económicos.

Palabras clave: efectividad de la gestión de los proyectos, constructivismo, teoría fundamentada constructivista, tecnología de la información.

The success of projects has been traditionally measured in terms of the complying with the budget and timetable. However, the project execution incorporates internal and external people of an organization to achieve specific objectives. It is required the identification of criteria by which, the ones involved in a project consider that the management is effective and measure their perception. Research was carried out within the epistemological framework of constructivism. Using constructivist grounded theory, eleven indicators were defined, validated through a survey applied to a sample of Information Technology professionals in various economic sectors in Colombia, including construction. A sample of 230 enterprises was defined with a reliability level of 95% and an error of 5%. 211 replies were obtained with a 92% coverage. Using the exploratory factorial analysis, an effectiveness construct was created with three dimensions defined as: 1) fulfillment of expectations, 2) team satisfaction and 3) achievement of agreements. The best qualified indicator with a scale from 1 to 5 was the contribution of the projects to the strategy and quality achievement. The indicators with less qualification were the fulfillment with the scope of the project and the reply given to the risks. The results broaden the theory in project management and open the possibility of future research aimed at measuring effectiveness in other types of economic sectors.

Keyword: project management effectiveness, constructivism, constructivist grounded theory, Information Technology

Introducción

la efectividad organizacional ha sido definida como el valor agregado (Pérez, 2013) o el impacto (Domínguez, 2001) que le da un producto o un servicio a un cliente

o a un usuario y que permite mejorar su calidad de vida o satisfacer una necesidad. Denison (1984) la define como el cumplimiento de las demandas de los grupos de interés alrededor de la organización y dentro

de los cuales, no solo están los clientes o usuarios de productos y servicios ofrecidos, sino también los accionistas, empleados, proveedores y demás grupos. La efectividad se ha asociado al logro de la estrategia definida por la organización (Ogbonna y Harris, 2000) y los proyectos se han constituido en el medio para alcanzar los objetivos estratégicos (Shenhar *et al.*, 2001). Por esta razón, indicadores asociados a la estrategia han sido considerados criterios de éxito de los proyectos, como el aporte de estos a las utilidades, el grado de penetración en el mercado o el aumento en las ventas (Shenhar *et al.*, 2001). Se ha medido la efectividad de los proyectos a través de indicadores que incluyen prácticas de gestión, como la asignación de personas con el conocimiento y la experiencia requeridas (Bryde, 2003) o la utilización de herramientas y procesos (Morrison y Brown, 2004). Se han contemplado también características asociadas a la cultura como el soporte del nivel ejecutivo (Stare, 2012). Sin embargo, tanto prácticas de gestión de proyectos como aspectos culturales, son considerados más que indicadores de efectividad, factores de éxito que facilitan la administración de los proyectos (Fortune y White, 2006).

La gestión de los proyectos implica no solo la coordinación de una serie de actividades y la asignación de los recursos para adelantarlas, sino también la integración del trabajo de un grupo de personas, que pueden tener diferentes expectativas con respecto al desarrollo de los proyectos y valorar su efectividad de modo distinto, de acuerdo con el rol o la relación que tienen con los proyectos. Por tanto, la primera pregunta de investigación es: ¿cuáles son los criterios para medir la efectividad de la gestión de los proyectos, desde la perspectiva de los diferentes *stakeholders*¹ de una organización?

Particularmente la medición de la efectividad de la gestión de los proyectos en el sector de TI, cuenta con un número de investigaciones limitado. Estudios realizados a nivel mundial y en Colombia muestran una disminución en el número de proyectos de TI que

cumplen dentro del tiempo y el presupuesto planeados (SGI, 2013; ACIS, 2014). Sin embargo, estos estudios incluyen un número reducido de variables que dificulta un entendimiento mayor con respecto a lo que constituye la efectividad de la gestión de los proyectos de TI. Por tanto, surge la segunda pregunta de investigación: ¿cuál es la percepción de efectividad de la gestión de los proyectos en el sector de TI en Colombia?

En consecuencia, el presente estudio tiene dos objetivos: 1) identificar los indicadores que permiten medir la efectividad de la gestión de los proyectos, desde la perspectiva de diferentes *stakeholders* de una organización y 2) medir la percepción de efectividad de los proyectos en el sector de TI en Colombia. A continuación se presenta el marco teórico que ha sido tomado como referencia, la metodología utilizada, los resultados encontrados y las conclusiones.

Constructivismo

El constructivismo es una corriente epistemológica que busca organizar la experiencia que tiene un individuo acerca de las cosas (Cobern, 1993), enfocándose en la interpretación que este da a los fenómenos, con el objetivo de definir reglas generales (Astley, 1985; Smyth y Morris, 2007). El constructivismo plantea que el investigador se aproxima a un problema con una noción preconcebida sobre la naturaleza del mismo y una posible solución (Fosnot, 2005), considerando que la realidad es una construcción hasta cierto punto interpretada por quien la observa (Oyegoke, 2011). En el caso de las organizaciones, Astley (1985) afirma que su realidad se construye socialmente, de modo que el conocimiento de la realidad objetiva de una organización se elabora de un modo subjetivo, a partir de las personas que la conforman. Son estas las que participan en los proyectos de manera directa o indirecta, conformando el equipo de trabajo, siendo receptores de sus resultados o teniendo una influencia tangencial en su ejecución. La percepción con respecto a la gestión de los proyectos que se desarrollan en una organización tiene aplicación en el campo del constructivismo (Smyth y Morris, 2007).

¹Grupos de interés o interesados, se definen como personas o grupos internos o externos a la organización que pueden afectar el proyecto o ser afectados por este (Kerzner, 2001).

Según Oyegoke (2011), la investigación constructivista parte de un problema, cuyas posibles soluciones son revisadas en la literatura, de modo que el investigador tenga una referencia documentada de lo que se ha planteado hasta el momento. Para solucionar el problema, el investigador construye un diagrama, un plan, un constructo o un modelo, basado en la interpretación colectiva de este y de los involucrados en la realidad estudiada. La solución propuesta debe ser validada de manera empírica o teórica, utilizando un método cualitativo o cuantitativo, o la combinación de ambos, con el objetivo de demostrar que la solución funciona. El constructivismo se soporta en la creación de modelos, planes, diagramas o constructos (Oyegoke, 2011) que constituyen resultados del proceso de investigación. El constructo a diferencia del concepto, que es una abstracción de eventos y de características que son directamente observables y fácilmente medibles, es una inferencia de alto nivel de eventos concretos, que se utiliza cuando un concepto no puede ser fácilmente relacionado con los fenómenos que intenta representar (Quinn y Rohrbaugh, 1983).

Un método de investigación cualitativa es el de la teoría fundamentada, creado por Glaser y Strauss (1967). Consiste en realizar un análisis comparativo a partir de datos obtenidos sistemáticamente, para estructurarlos en términos de propiedades y dimensiones (Strauss y Corbin, 1998), de modo que se puedan encontrar patrones de comportamiento de las personas (Chametzky, 2013). Permite generar una explicación respecto a un fenómeno o partir de una idea preconcebida del investigador, buscando elaborar o extender teoría existente, en un contexto concreto y desde la perspectiva de diversos participantes (Strauss y Corbin, 1998). Charmaz (2008) asoció el método de teoría fundamentada al constructivismo llamándolo teoría fundamentada constructivista. En este método, el investigador construye categorías de los datos, a partir de su interpretación del contexto específico que es estudiado y tiene en cuenta los puntos de vista de los participantes en la investigación, tanto para el análisis de los datos como para su presentación. Mientras en el método de teoría fundamentada original, existe un significado inherente a los datos,

en la perspectiva constructivista, se desarrolla una construcción entre el investigador y los participantes. El método de teoría fundamentada constructivista inicia con un problema de investigación que delimita la recolección de los datos. A partir de los datos, se realiza una codificación inicial que busca encontrar similitudes y diferencias. A través de la codificación enfocada, se puedan constituir categorías de los datos. El siguiente paso es el de realizar un muestreo teórico, que implica la constatación en la realidad de las categorías identificadas. Cuando finaliza el muestreo, se cuenta con la base para el desarrollo de la teoría que integra conceptos y les da un significado (Charmaz, 2006). Charmaz (2008) reconoce que el investigador tiene un conocimiento y unas concepciones teóricas que deben ser sometidas a escrutinio. En este sentido, Thornberg (2012) defiende el hecho de que el método de teoría fundamentada constructivista, use los marcos teóricos existentes, como herramientas que ayudan al investigador a enfocarse y delimitar su objeto de estudio. Por tanto, más que forzar la correspondencia entre la teoría y los datos empíricos, el investigador puede usar esta base teórica para extender, cambiar, afinar o revisar el conocimiento existente, de modo que la investigación tenga un punto de partida actualizado.

Efectividad de la gestión de los proyectos

La efectividad en los proyectos ha sido relacionada con los términos de éxito y de desempeño, sin hacer ninguna diferenciación (Belout, 1998). A continuación, se presentan los criterios que han sido tenidos en cuenta desde la academia para medir la efectividad de los proyectos y se detallan los resultados obtenidos de la medición en el sector de TI a nivel internacional y nacional.

Medición de la efectividad de los proyectos

Los criterios para medir efectividad de los proyectos se pueden ubicar en tres categorías: a) aspectos relacionados con la organización, b) aspectos que se asocian a la disciplina de gestión de proyectos y c) aspectos que referencian resultados de los proyectos (Figura 1).

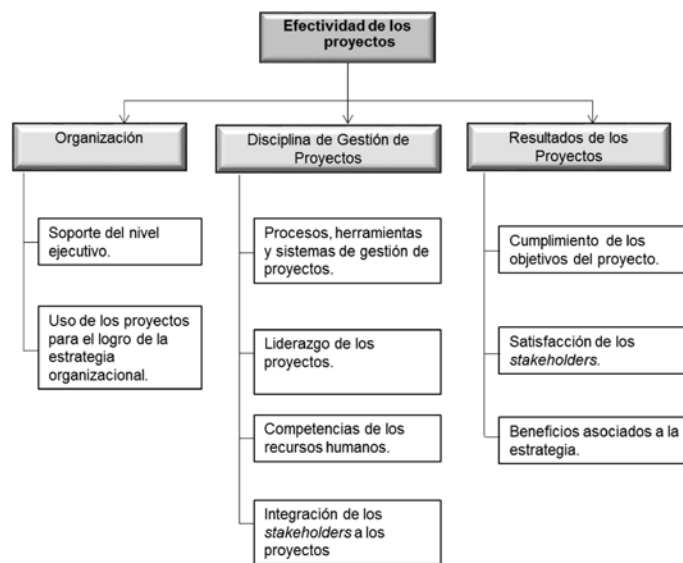


Figura 1: Factores que miden efectividad de los proyectos

En los aspectos relacionados con la Organización para medir efectividad de los proyectos, se incluyen criterios como el soporte del nivel ejecutivo a la gestión de los proyectos y el uso de estos para lograr la estrategia. El primero implica la participación de jefes funcionales en las actividades requeridas para la administración de los proyectos y en la asignación de tiempo y recursos (Bryde, 2003; Morrison y Brown, 2004; Stare, 2012). El segundo establece un vínculo entre los objetivos de los proyectos y la estrategia de la organización (Shenhar *et al.*, 2001; Bryde, 2003; Morrison y Brown, 2004), a través de métricas que dan cuenta de resultados asociados a la efectividad organizacional (Qureshi *et al.*, 2009; Fernandes *et al.*, 2014; Mueller, 2014; Teller, 2013). Con respecto a los aspectos relacionados con la Disciplina de gestión de proyectos para medir efectividad, se incluyen criterios como la existencia de procesos, herramientas y sistemas de gestión de proyectos (Bryde, 2003) y el liderazgo de los proyectos, entendido no solo como la habilidad de los líderes para administrar el equipo (Morrison y Brown, 2004), sino también como el compromiso de la organización con la gestión de los proyectos (Kendra y Taplin, 2004; Karlsen, 2011). También se incluyen en esta categoría, la asignación de recursos humanos competentes a nivel de conocimiento y experiencia y la integración de clientes y contratistas a los proyectos (Bryde, 2003; Morrison y Brown,

2004). La efectividad de los proyectos ha sido medida en términos de los Resultados de los proyectos, con dos orientaciones diferentes. La primera se relaciona con el cumplimiento de los objetivos de los proyectos en cuanto a alcance, tiempo, costo y calidad (Cooke-Davis, 2002; Westerveld, 2003; Bryde, 2003; Morrison y Brown, 2004; Kerzner, 2001; Din *et al.*, 2011; Stare, 2012). Y la segunda, se refiere a la satisfacción de los *stakeholders* internos y externos en términos del cumplimiento de los requerimientos, la utilidad de los resultados percibida por los clientes y la satisfacción del equipo con su participación en el proyecto (De Wit, 1988; Shenhar *et al.*, 2001; Heerkens, 2002; Din *et al.*, 2011).

Efectividad de los proyectos en el sector de TI

Los proyectos de TI como generadores de productos y servicios de software que ofrecen funcionalidades específicas y administran información, se caracterizan por su aplicación en todas las áreas de conocimiento, su complejidad, el desarrollo de productos que evolucionan tecnológicamente de manera constante y una cantidad de cambios considerable que se pueden presentar durante su ciclo de vida (Royal Academy of Engineering, 2004). Los resultados de las mediciones realizadas de efectividad de los proyectos en el sector de TI, cuentan con información limitada. El SGI (2014) utilizó indicadores como el cumplimiento del presupuesto, el costo y la calidad para hacer una comparación del comportamiento de los proyectos de TI entre el 2004 y el 2012. Se encontró que el número de proyectos con retrasos aumentó en un 10% y con incumplimiento en la calidad en un 6%. Se detectó una ligera mejora en el cumplimiento en los costos, pasando del 16% de los proyectos que cumplen con el presupuesto en el 2008, a un 26% de cumplimiento en el 2012. Por su parte, la ACIS (2014), publicó los resultados de una encuesta realizada a 355 ingenieros de sistemas, en el periodo comprendido entre el 2008 y el 2012. La muestra estuvo distribuida en diversos sectores de la industria. La medición de la percepción de los encuestados mostró que un promedio del 50%, considera que los proyectos de TI cumplen con el presupuesto asignado, mientras un 35% considera que

están dentro de los plazos fijados por el cronograma, siendo esta variable la que presenta descenso de manera consistente en el tiempo (Figura 2).

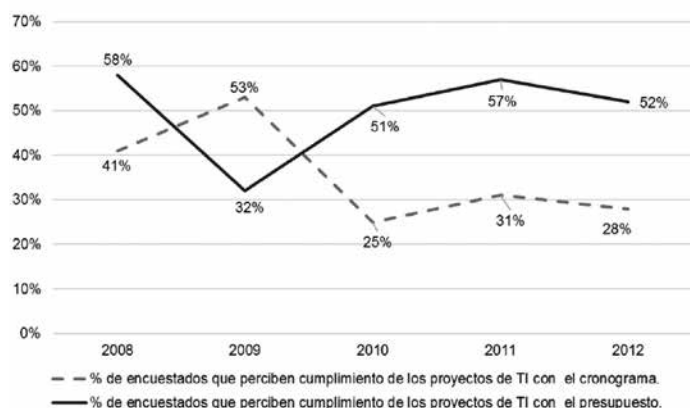


Figura 2: Valoración del éxito de los proyectos de TI entre 2008 y 2012 en Colombia (ACIS, 2014)

Metodología de la investigación

El presente estudio es de tipo mixto y no experimental. Con base en el proceso de investigación constructivista de Oyegoke (2011) se definieron dos fases: 1) la primera fase de tipo exploratoria, tuvo como objetivo diseñar el constructo de efectividad de la gestión de los proyectos, para dar respuesta a la primera pregunta de investigación y 2) la segunda fase de tipo descriptiva, se orientó a medir la efectividad de la gestión de los proyectos para responder la segunda pregunta de investigación y validar el constructo estadísticamente. Una vez terminadas las dos fases de investigación se procedió al registro de los correspondientes resultados (Figura 3).

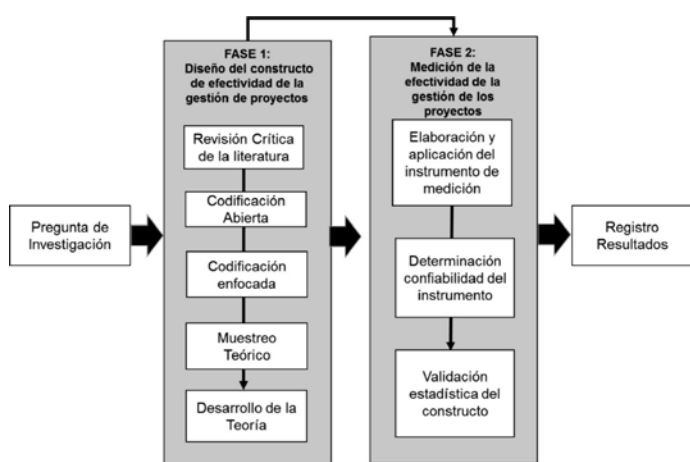


Figura 3: Fases de la investigación

Fase 1: Diseño del constructo de efectividad de la gestión de los proyectos

La fase de diseño del constructo de efectividad de la gestión de los proyectos partió de la definición de la efectividad propuesta como “el grado en que se logra la satisfacción de los stakeholders con los resultados obtenidos con la gestión de los proyectos que se desarrollan en la organización”.

Esta fase quedó constituida por cinco etapas: La primera etapa correspondiente a la revisión crítica de la literatura, tuvo como objetivo registrar y organizar la información académica relacionada con la medición de la efectividad de los proyectos. La segunda etapa referida como codificación abierta, consistió en la selección de las variables utilizadas para medir efectividad. En esta selección, se excluyeron varios criterios que están asociados a aspectos culturales, por considerarse la cultura como factor de éxito más que un criterio para medir efectividad (Fortune y White, 2006). El resultado fue un conjunto de veinte y dos variables. En la tercera etapa de codificación enfocada, se depuraron las variables encontradas con respecto a su interpretación en la realidad práctica de los proyectos, utilizándose una muestra dirigida no probabilística de nueve personas con cargos directivos involucrados en la ejecución de los proyectos, para asegurar la visión organizacional que se requería (Morrison y Brown, 2004). Las personas entrevistadas fueron las que aceptaron la invitación de ACIS para participar en esta etapa de la investigación. Se llevó a cabo una entrevista semiestructurada, orientada a identificar la significación que las personas daban a cada variable y verificar su utilidad para medir la efectividad en la gestión de los proyectos. Se generó una lista de once variables (Tabla 1).

La cuarta etapa correspondiente al muestreo teórico se orientó a validar las variables depuradas en la etapa de codificación enfocada. Se utilizó como método la consulta a expertos, considerándose experto a personas en empresas del sector privado y público procedentes de diferentes sectores de la industria, caracterizados por tener formación y experiencia en la gestión de proyectos y haber trabajado en su organización en un periodo igual o mayor a 5 años. Estos cumplían con uno de los siguientes perfiles: a) cargo administrativo

con responsabilidad por resultados de los proyectos, b) consultores en gestión de proyectos o c) profesores universitarios en niveles de maestría o doctorado en esta área. Fueron consultados 15 expertos ubicados en la ciudad de Bogotá. Según Gregory y Ruiz (2001), el número de expertos puede variar entre 5 y 10. Se utilizó un número mayor para asegurar una participación heterogénea. Se diseñó una encuesta con una escala Likert de 3 puntos, en donde cada ítem fue valorado con 1 si se consideraba irrelevante, 2 importante y 3 esencial para medir la efectividad de la gestión de los proyectos. Su diligenciamiento se realizó vía un formulario en internet.

Tabla 1: Lista de variables que resultaron de la codificación enfocada

No. Item	Descripción de la variable	Nombre de la variable
1	Cumplimiento con el alcance	ALC
2	Cumplimiento con el cronograma	CRO
3	Cumplimiento con el presupuesto	PRE
4	Cumplimiento con la calidad	CAL
5	Cumplimiento con los requerimientos de los <i>stakeholders</i>	REQ
6	Grado de adecuación de las respuestas dadas a los riesgos	RIE
7	Aporte de los resultados de los proyectos al cumplimiento de los objetivos estratégicos de la organización	EST
8	Satisfacción de usuarios y clientes con los resultados de los proyectos	USU
9	Satisfacción de los integrantes del equipo con su participación en los proyectos	EQU
10	Sostenibilidad de la relación con proveedores y contratistas de los proyectos	CON
11	Permanencia de las personas en el equipo durante el desarrollo del proyecto	PER

Para medir el nivel de conformidad de los expertos con respecto a sus opiniones, se utilizó el indicador *Content Validity Ratio CVR*. Definido originalmente por Lawshe (1975), se utilizó la fórmula modificada por Tristán-López (2008) quien propuso un cambio en el cálculo del indicador *CVR* con base en la normalización de los datos, planteando la siguiente fórmula:

$$CVR = \frac{ne}{N} \quad (1)$$

donde *ne* es el número de expertos que indicaron como esencial e importante la variable evaluada y *N* es el total de expertos consultados. El *CVR* para cada ítem fue evaluado por su significancia estadística en el nivel de 0.05 para una cola (Tristán-López, 2008), en la cual el valor mínimo de *CVR* para 15 expertos consultados debe ser de 0.60. El indicador *CVR* para las once variables presentó valores por encima de 0.60, con lo cual no se eliminó ninguna de las variables. Los resultados de la puntuación de cada variable realizada por los expertos se detallan en la Tabla 2.

Tabla 2: Valoración de las variables que miden efectividad en la consulta a expertos

Experto No.	ALC	PRE	CRO	CAL	REQ	RIE	EST	USU	EQU	CON	PER
1	3	3	3	3	2	3	3	3	2	2	2
2	3	2	2	2	2	3	2	3	2	2	2
3	3	2	2	3	2	1	3	2	1	2	1
4	3	2	2	3	2	2	3	3	1	2	2
5	3	2	3	3	3	3	3	3	3	2	3
6	3	3	3	3	2	2	2	2	2	1	2
7	3	2	2	3	2	2	3	2	1	3	1
8	3	3	3	3	2	2	3	3	2	2	3
9	3	3	2	2	2	2	3	2	2	2	1
10	3	2	2	3	3	2	3	3	2	2	2
11	2	3	2	3	3	2	3	3	3	2	2
12	2	2	1	3	2	2	3	3	3	2	1
13	3	3	3	2	2	2	2	3	2	1	2
14	3	2	2	3	3	2	3	3	2	2	2
15	2	1	2	1	3	2	3	2	2	2	3
E	12	6	5	11	5	3	12	10	3	1	2
I	3	8	9	3	10	11	3	5	9	12	9
CVR	1	0.93	0.93	0.93	1	0.93	1	1	0.80	0.87	0.74

E: frecuencia de respuesta Esencial, I: frecuencia de respuesta Importante

En la etapa de desarrollo de la teoría, se determinaron las dimensiones en las cuales se podían agrupar las variables, consideradas como indicadores de gestión. Esta etapa se llevó a cabo, una vez realizada la recolección de los datos de la fase 2, con el objetivo de distribuir las variables desde una perspectiva estadística. Se utilizó el análisis factorial exploratorio, a través del cual se realizaron tres iteraciones que permitieron definir el constructo final, el cual se presenta en la sección de resultados.

Fase 2: Medición de la efectividad de la gestión de los proyectos

El estudio cuantitativo llevado a cabo en la fase 2 tiene como objetivo dar respuesta a las siguientes hipótesis de trabajo: H1: La valoración de la efectividad de los proyectos cambia según el rol de los *stakeholders* y H2: Los componentes que conforman el constructo teórico son válidos estadísticamente. La escala de medición del constructo de efectividad de la gestión de los proyectos consistió en una encuesta, que fue aplicada a una población de 571 personas que eran miembros activos de la ACIS, organización que representa el gremio de los profesionales de TI en Colombia. Utilizando un muestreo aleatorio simple, se constituyó una muestra esperada de 230 empresas, con un nivel de confianza del 95% y un error del 5%. Se aplicó la encuesta obteniéndose 211 respuestas y lográndose una cobertura del 92% de la muestra esperada. Para caracterizar a los encuestados se recolectó la información correspondiente al rol en el proyecto, los años de trabajo en la organización y la edad (Figura 4).



Figura 4: Caracterización de los encuestados

De las 211 respuestas, el 56% correspondieron a líderes de proyecto, el 35% a miembros de equipo y el 9% a *stakeholders* en general. El 39% de los encuestados llevaba trabajando más de 5 años, el 35% menos de 3 y el 26% entre 3 y 5 años. Con respecto al rango de edad, el 51% tenía entre 30 y 50 años, el 27% es menor de 30 y el 22% contaba con más de 50 años. Para caracterizar las organizaciones, se solicitó la información correspondiente a: a) tipo de organización, privada o pública; b) estructura de la organización funcional, proyectizada o matricial; c) existencia o no de una certificación de calidad y d) sector económico. El 74% de las respuestas corresponden a organizaciones privadas y el 26 % a

organizaciones públicas. Con respecto a su estructura, el 63% de las organizaciones son funcionales, el 20% matriciales y el 17% proyectizadas. El 67% cuenta con una certificación de calidad. Los sectores económicos más representados son los de tecnología, educación y servicios (ver Figura 5).

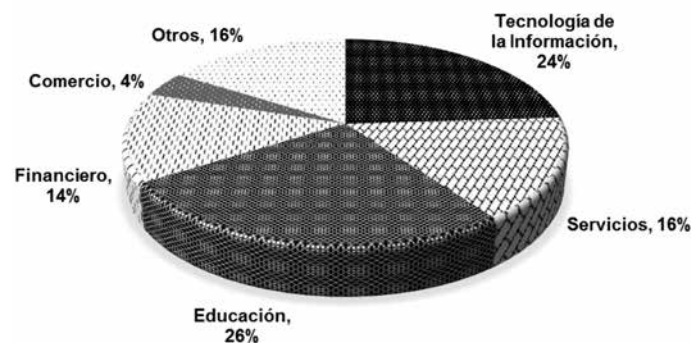


Figura 5: Distribución de los encuestados por sectores económicos.

Para la valoración de los indicadores de efectividad se le solicitó al encuestado que registrara un número entre 1 y 5, donde 1 indica que está fuertemente en desacuerdo con la presentación del ítem en su organización y 5 que está fuertemente de acuerdo. La invitación al diligenciamiento de la encuesta fue realizada por ACIS a sus afiliados. Los datos de las encuestas fueron recolectados entre junio y septiembre de 2016. Las encuestas fueron respondidas de manera electrónica y aplicadas una sola vez. Se utilizó el paquete de software Statistical Package for Social Sciences for Windows SPSS versión 23.0, para realizar el análisis de los datos y la aplicación de las técnicas estadísticas que permitieron evaluar tres aspectos: 1) la confiabilidad de la escala de medición, 2) la calificación de la efectividad de los proyectos en el sector de TI y 3) la validación del constructo teórico de efectividad. Las técnicas utilizadas para revisar la confiabilidad de la escala de medición fueron el alfa de Cronbach, la prueba de esfericidad de Bartlett (1950) y el análisis de varianza ANOVA. Para analizar los resultados de la calificación de la efectividad de los proyectos de TI, se determinaron estadísticos descriptivos y correlacionales y para validar el constructo de efectividad se utilizó el análisis factorial exploratorio y específicamente el análisis de componentes principales.

Resultados

Medición de la efectividad de la gestión de los proyectos en el sector de TI

La medición de la percepción de los profesionales de TI con respecto a la efectividad de la gestión de los proyectos (Tabla 3) mostró que los dos indicadores mejor calificados en una escala de 1 a 5, fueron el aporte de los proyectos a la estrategia (4.04) y el cumplimiento con la calidad (3.94). Los indicadores con menor calificación fueron el cumplimiento con el alcance del proyecto (3.43) y la respuesta dada a los riesgos (3.14). La valoración se representa en la Figura 6.

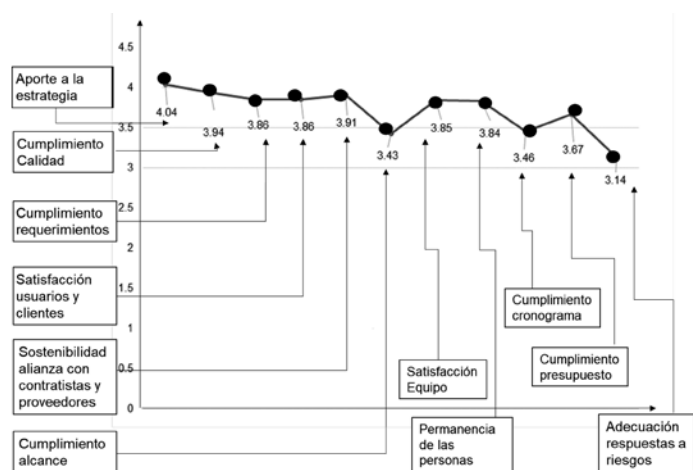


Figura 6: Valoración de la efectividad de la gestión de los proyectos

En cuanto a la relación entre los indicadores de gestión, se consideran altas, las correlaciones mayores a 0.6

según Lewis-Beck *et al.*, (2003). Se evidenció una correlación significativa entre cumplimiento con la calidad y el aporte de los resultados de los proyectos a la estrategia (0.86). Se presentaron también correlaciones de Pearson altas entre cumplimiento de los requerimientos y las variables de satisfacción de usuarios, satisfacción del equipo y sostenibilidad de la relación con contratistas y proveedores.

Constructo de efectividad de la gestión de los proyectos

Se aplicó la técnica de análisis de componentes principales sobre los once ítems determinados previamente, utilizando la matriz de correlaciones como método de extracción y varimax como método de rotación. Se llevaron a cabo 3 iteraciones para determinar el modelo final. En el primer modelo se realizó el análisis factorial con dos componentes. La varianza explicada resultante fue del 61.63%. Sin embargo, diez de las variables quedaron en un solo componente. En el segundo modelo se generó el análisis factorial para cuatro componentes. La varianza total explicada fue del 80.52%. Las variables se distribuyeron así: a) en el primer componente quedaron las variables de cumplimiento del alcance, calidad, requerimientos y satisfacción de usuarios; b) en el segundo quedó la variable de permanencia y satisfacción del equipo; c) en el tercero quedaron las variables de cumplimiento de presupuesto y cronograma y d) en el cuarto, se ubicaron el aporte de los proyectos a la estrategia, la sostenibilidad de la relación con contratistas y proveedores y la adecuación de las respuestas al riesgo. En el tercer

Tabla 3: Resultados de estadística descriptiva y correlacional para indicadores de efectividad

Indicador	Media	DS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.ALC	3.43	0.52	1										
2.PRE	3.67	1.65	0.21	1									
3.CRO	3.46	1.70	0.18	0.16	1								
4.CAL	3.94	1.57	0.24	0.14	0.18	1							
5.REQ	3.86	0.85	0.45	0.3	0.29	0.26	1						
6.RIE	3.14	0.55	0.50	0.21	0.20	0.21	0.35	1					
7.EST	4.04	1.23	0.26	0.15	0.17	0.86	0.33	0.30	1				
8.USU	3.86	0.81	0.40	0.28	0.30	0.34	0.78	0.41	0.42	1			
9.EQU	3.85	0.87	0.36	0.29	0.28	0.27	0.67	0.31	0.39	0.69	1		
10.CON	3.91	0.80	0.31	0.28	0.25	0.31	0.68	0.37	0.41	0.75	0.68	1	
11.PER	3.84	0.96	0.24	0.23	0.22	0.25	0.49	0.24	0.30	0.54	0.59	0.51	1

modelo, se generó el análisis factorial para tres componentes. La varianza explicada resultante fue de 75.03%. Al igual que el segundo modelo, las variables de permanencia y satisfacción del equipo quedaron en un solo componente. Sin embargo, en este modelo las variables quedaron distribuidas obedeciendo a un patrón de agrupamiento más sencillo de nombrar. Por tanto, se seleccionaron los resultados de esta iteración, como el modelo definitivo. Se calcularon los índices de alfa de Cronbach para cada componente (Tabla 5). Según Hussein y Klakegg (2014), índices por encima de 0.70 se consideran aceptables para el caso de ciencias sociales. Como puede observarse en la Tabla 5, los indicadores de alfa de Cronbach quedaron por encima de 0.70, indicando la fiabilidad de cada componente. En la misma tabla, se presentan la varianza de los datos explicada por cada componente y las cargas factoriales correspondientes a cada ítem.

Tabla 5. Componentes del constructo de efectividad de la Gestión de los Proyectos.

Compon. No.	Alfa de Cronbach	Varianza explicada, %	Indicador de efectividad	Carga factorial
1	0.93	61.63	Cumplimiento de la calidad	0.84
			Cumplimiento de requerimientos de los <i>stakeholders</i>	0.83
			Satisfacción de los usuarios y clientes con los resultados de los proyectos	0.81
			Cumplimiento del alcance	0.70
			Sostenibilidad de la relación con contratistas y proveedores	0.69
			Aporte de los proyectos al logro de la estrategia	0.58
2	0.74	7.38	Permanencia de las personas en el equipo durante el desarrollo del proyecto	0.92
			Satisfacción de las personas con los resultados de los proyectos	0.48
3	0.84	6.02	Cumplimiento del cronograma	0.84
			Cumplimiento del presupuesto	0.79
			Adecuación de las respuestas a los riesgos del proyecto	0.63

Por tanto, el constructo final quedó constituido por once indicadores de gestión correspondientes a las variables incluidas en el análisis y tres dimensiones que referencian los componentes generados estadísticamente. Las tres dimensiones fueron nombradas como: 1) Logro de los compromisos asumidos por los proyectos, 2) Solución a necesidades u oportunidades que justifican la realización de los proyectos y 3) cumplimiento de las expectativas de los *stakeholders* (Figura 7).

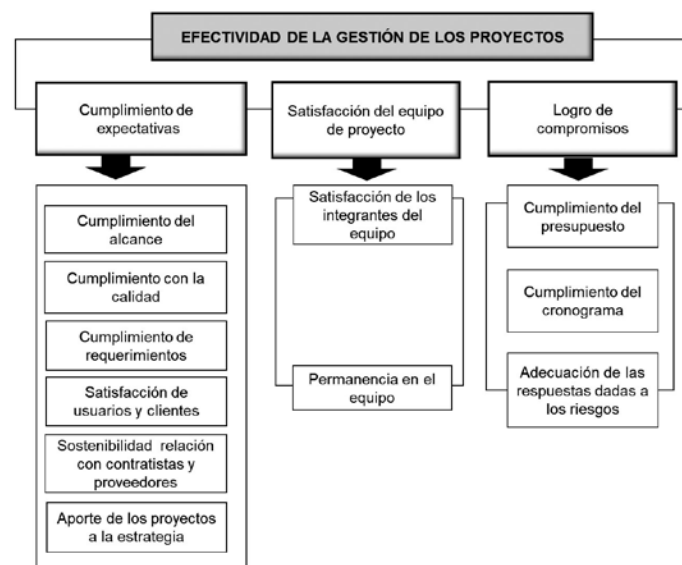


Figura 7: Constructo final de efectividad de la gestión de los proyectos.

Conclusiones

El constructivismo como marco epistemológico facilitó en el presente estudio, confrontar el conocimiento teórico sobre la medición de la efectividad de la gestión de los proyectos, con la perspectiva de diferentes *stakeholders*. La aplicación del método de teoría fundamentada constructivista permitió identificar once indicadores que fueron validados estadísticamente mediante el análisis factorial exploratorio, modelando un constructo final de 3 dimensiones.

Con respecto a la medición de la percepción de los profesionales de TI de la efectividad de la gestión de los proyectos, se destaca el indicador con mejor calificación correspondiente al aporte de los resultados de los proyectos a la estrategia, indicando la conciencia existente con respecto a los beneficios derivados de la gestión de los proyectos en las organizaciones.

Por su parte, los indicadores con menor calificación relacionados con el cumplimiento con el alcance del proyecto y la adecuación de las respuestas dadas a los riesgos, constituyen objetivos de mejora para aumentar la efectividad de la gestión de los proyectos en este sector. El estudio confirmó la relación existente entre el cumplimiento con la calidad de los proyectos y el aporte de los resultados a la estrategia, entendiendo que las métricas de calidad en la mayoría de los casos, incluyen criterios de éxito que responden a objetivos estratégicos. Se confirma también la relación significativa entre cumplimiento con los requerimientos y tres indicadores: a) la satisfacción de los usuarios y clientes, b) la satisfacción del equipo y c) la sostenibilidad de la relación con proveedores y contratistas. Esta relación comprueba la importancia que tiene por una parte, el proceso de definición de especificaciones técnicas de los productos y resultados generados por los proyectos y por otra, el desarrollo de los proyectos en el marco de las condiciones direccionadas por patrocinadores y grupos de interés. Este trabajo amplía la teoría en gestión de proyectos y constituye un aporte a la medición de la efectividad en el sector de TI en Colombia. Sirve como marco de referencia para investigaciones futuras que pueden estar orientadas a aplicar el constructo propuesto en otros sectores económicos y en otros países. Investigaciones adicionales pueden incluir la medición de la percepción de efectividad por parte de otros *stakeholders* externos como clientes, contratistas, o proveedores. Y finalmente, el estudio provee pautas para hacer investigaciones que busquen establecer los factores que tienen incidencia en los diferentes indicadores de efectividad. Los indicadores que componen el constructo de la presente investigación pueden ser utilizados por oficinas de proyectos para la medición de la efectividad de su gestión en cualquier área de la industria. Particularmente, los resultados derivados de la aplicación del constructo de efectividad al sector de tecnología de la información, constituyen directrices con respecto a los aspectos como la adecuación de las respuestas a los riesgos, que deben ser mejorados para obtener proyectos más exitosos.

Referencias

- ACIS (2014). X Encuesta de gerencia de proyectos. Asociación Colombiana de Ingenieros de Sistemas
- Astley, W.G. (1985). Administrative science as socially constructed truth. *Administrative Science Quarterly* 30 (4), 497-513
- Bartlett, M.S. (1950). Test of significance in factor analysis. *British Journal of Mathematical and Statistical Psychology* 3(2), 77-85
- Belout, A. (1998). Effects of human resource management on project effectiveness and success: toward a new conceptual work. *International Journal of Project Management* 16(1), 21-26
- Bryde, J.D. (2003). Modelling project management performance. *The International Journal of Quality & Reliability Management* 20(2), 229-254
- Chametzky, B. (2013). Generalizability and the theory of offsetting the affective filter. *Grounded Theory Review* 12 (2), 35-43
- Charmaz, K. (2008). Constructionism and the grounded theory method. *Handbook of constructionist research*. Holstein and Gubrium (eds.). The Guilford Press, New York, 397-412
- Charmaz, K. (2006). Constructing grounded theory: a practical guide through qualitative analysis. Sage Publications, London
- Coburn, W.W. (1993). Constructivism. *Journal of Educational & Psychological Consultation* 4(1), 105-113
- Cooke-Davies, T. (2002). The “real” success factors on projects. *International Journal of Project Management* 20(3), 185-190
- Denison, D.R. (1984). Bringing corporate culture to the bottom line. *Organizational Dynamics* 13 (2), 5-22
- De Wit, A. (1988). Measurement of project success. *International Journal of Project Management* 6(3), 164-170
- Din, S., Abd-Hamid, Z. and Bryde, D.J. (2011). ISO 9000 certification and construction project performance: The Malaysian experience. *International Journal of Project Management* 29(8), 1044-1056
- Domínguez, G. (2001). *Indicadores de gestión. Un enfoque Sistémico*. Bogotá: Biblioteca Jurídica Dike
- Fernandes, G., Ward, S., Araujo, M., Loureiro, I. and Braga, A. (2014). Perceptions of different stakeholders on improving and embedding project management practice in organisations. *Procedia Technology* 16, 957-966

- Fortune, J. and White, D. (2006). Framing of project critical success factors by a systems model. *International Journal of Project Management* **24**, (1), 53-65
- Fosnot, C.T. (2005). *Constructivism: theory, perspectives and practice*. Teacher College Press, New York
- Glaser, B.G. and Strauss, A.L. (1967). *The discovery of grounded theory: strategies for qualitative research*. Aldine de Gruyter, New York
- Gregory, R.J. y Ruiz, V.O. (2001). *Evaluación psicológica, historia, principios y aplicaciones*. El Manual Moderno, México
- Heerkens, G.R. (2002). *Project Management*. McGraw-Hill
- Hussein, B.A and Klakegg, O.J. (2014). Measuring the impact of risk factors associated with project success criteria in early phase. *Procedia - Social and Behavioral Sciences* **119**, 711 – 718
- Karlsen, J.T. (2011). Supportive culture for efficient project uncertainty management. *International Journal of Managing Projects in Business* **4**(2), 240–256
- Kendra, K. and Taplin, L.J. (2004). Project success: a cultural framework. *Project Management Journal* **35**(1), 30-45
- Kerzner, H. (2001). *Strategic planning for project management using a project management maturity model*. John Wiley & Sons
- Lawshe, C.H. (1975). A quantitative approach to content validity. *Personnel Psychology* **28**(4), 563-575
- Lewis-Bech, M., Bryman, A. and Liao, T. (2003). *The Sage Encyclopedia of Social Sciences Research Methods*. Sage Publications
- Morrison, J. and Brown, C. (2004). Project management effectiveness as a construct: A conceptual study. *South African Journal of Business Management* **35**(4), 73–94
- Mueller, J. (2014). A specific knowledge culture: cultural antecedents for knowledge sharing between project teams. *European Management Journal* **32**(2), 190-202
- Ogbonna, E. and Harris, L.C. (2000). Leadership style, organizational culture and performance: Empirical evidence from UK companies. *International Journal of Human Resource Management* **11** (4), 766-788
- Oyegoke, A. (2011). The constructive research approach in project management research. *International Journal of Managing Projects in Business* **4**(4), 573-596
- Pérez, R.I. (2013). Gerencia estratégica corporativa con aplicaciones para logística aeronáutica y gerencia de la seguridad aérea. Bogotá: Fuerza Aérea Colombiana, Instituto Militar Aeronáutico.
- Quinn, R.E. and Rohrbaugh, J. (1983). A spatial model of effectiveness criteria: towards a competing values approach to organizational analysis. *Management Science* **29**(3), 363-377
- Qureshi, T.M., Warraich, A.S. and Hijazi, S.T. (2009). Significance of project management performance assessment (PMPA) model. *International Journal of Project Management* **27**(4), 378-388
- Royal Academy of Engineering (2009). Engineering values in IT. <http://www.raeng.org.uk/engineeringIT>
- SIGI (2014). Value versus success & the orthogonals. Chaos Manifesto 2014. Project smart. Standish Group International.
- Shenhar, A.J., Dvir, D., Levy, O. and Maltz, A.C. (2001). Project success: A multidimensional strategic concept. *Long Range Planning* **34** (6), 699-725
- Smyth, H.J. and Morris, P.W. (2007). An epistemological evaluation of research into projects and their management: methodological issues. *International Journal of Project Management* **25**(4), 423-36
- Stare, A. (2012). The impact of a project organizational culture and team rewarding on project performance. *Journal for East European Management Studies* **17** (1), 40-67
- Strauss, A.L. and Corbin, J. (1998). *Basics of qualitative research techniques and procedures for developing grounded theory*. SAGE Publications, London
- Teller, J. (2013). Portfolio risk management and its contribution to project portfolio success: an investigation of organization, process, and culture. *Project Management Journal* **44** (2), 36-51
- Thornberg, R. (2012). Informed grounded theory. *Scandinavian Journal of Educational Research* **56**(3), 243–259
- Tristán-López, A. (2008). Modificación al modelo de Lawshe para el dictamen cuantitativo de la validez de contenido de un instrumento objetivo. *Avances en Medición* **6**(1), 37–48
- Westerveld, E. (2003). The Project Excellence Model®: linking success criteria and critical success factors. *International Journal of Project Management* **21**(6), 411-418

Guía para publicar en Obras y Proyectos

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

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

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

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

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

Obras y Proyectos 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.



INGENIERÍA CIVIL GEOLÓGICA



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

Descripción ■

El ingeniero civil geólogo es un profesional con dominio teórico y práctico de las ciencias básicas, ciencias de la ingeniería y geología, con capacidad para aplicar teorías, principios y métodos en la formulación, diseño, proyección, gestión, desarrollo y evaluación de proyectos de ingeniería considerando condiciones y riesgos geológicos.

Para ello requiere interpretar adecuadamente los procesos geológicos en la búsqueda, evaluación, desarrollo y aprovechamiento de los ambientes y recursos naturales. Así mismo es capaz de proponer soluciones pertinentes a problemas de la sociedad desde la geotecnia, hidrología, prospección, ingeniería ambiental y manejo de recursos naturales. En el contexto de su formación, se busca formar un ingeniero competente, que destaque por su espíritu emprendedor, sus capacidades directivas y su actuar ético fundado en la antropología cristiana.

Áreas de estudio ■

- Ciencias de la Ingeniería y Ciencias de la Geología
- Geotecnia
- Hidrología Aplicada
- Prospección
- Ingeniería Antisísmica
- Ingeniería Medioambiental
- Manejo de Riesgos Naturales
- Desarrollo Responsable de Recursos
- Formación Filosófica-Teológica

Campo laboral ■

El Ingeniero Civil Geólogo puede desarrollar actividades en diversos ámbitos como: Industria minera, proyectos de Ingeniería Civil, recursos hidráulicos, Industria Energética, recursos alternativos de energía, protección del medio ambiente, proyectos de riesgos geológicos, proyectos geotécnicos, Investigación, entre otros.

Potenciales centros laborales: empresas del sector privado; ejercicio libre de la profesión; administración pública; centros de investigación, desarrollo e innovación; laboratorios de mecánica de suelos, rocas y sondajes; y prospección.

Ficha ■

Grado: Licenciado en Ciencias de la Ingeniería

Título: Ingeniero Civil Geológico

Duración: 11 semestres

Jornada: diurna

Sede: Campus San Andrés



OITEC Geotecnia



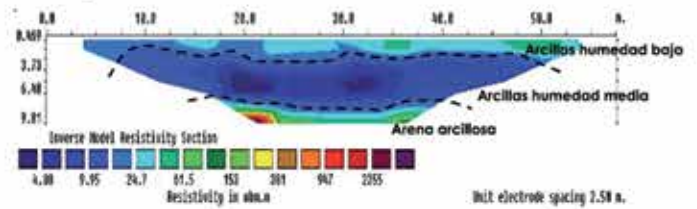
OITEC Hidráulica



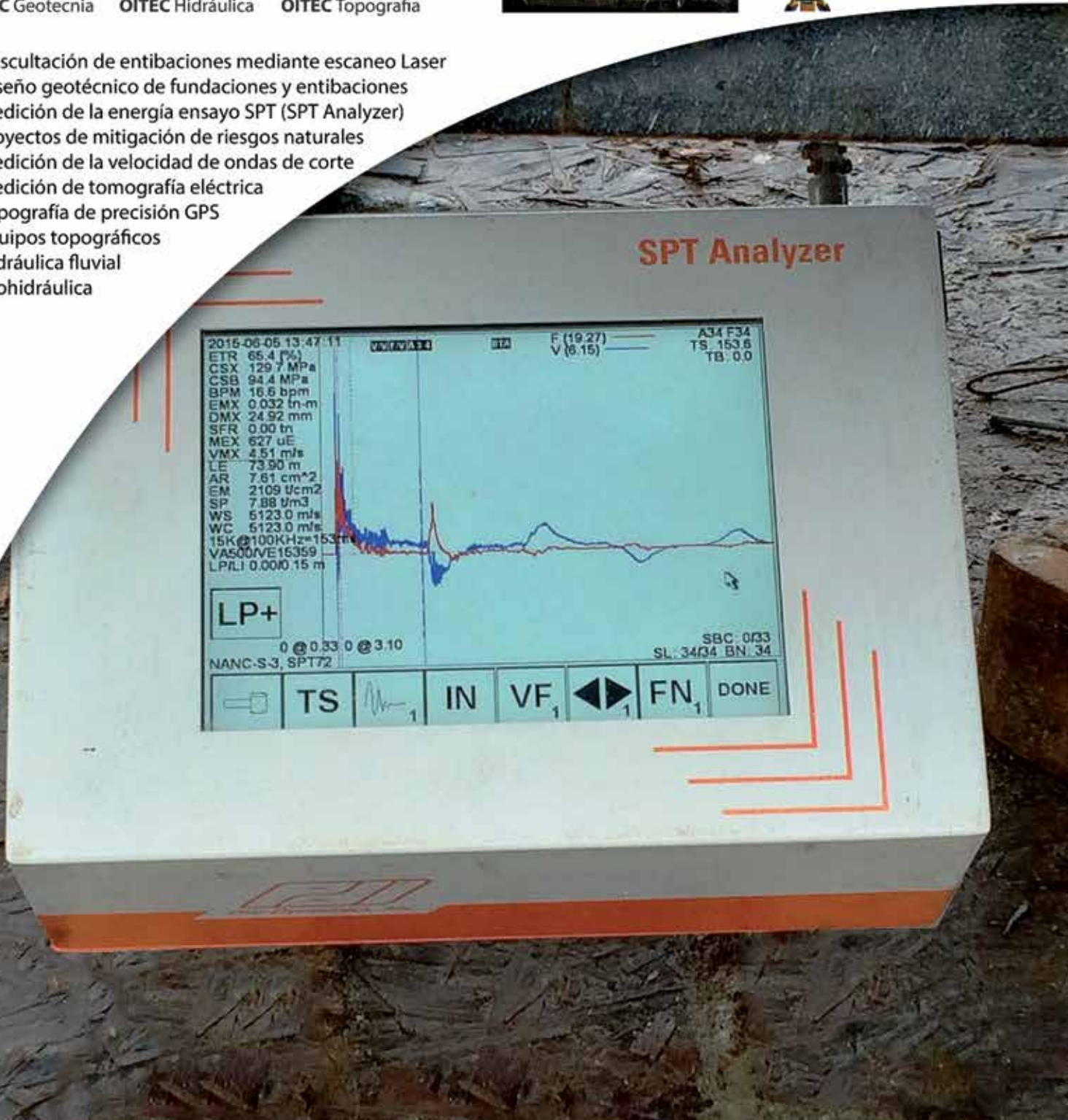
OITEC Topografía

- 🚩 Auscultación de entibaciones mediante escaneo Laser
- 🚩 Diseño geotécnico de fundaciones y entibaciones
- 🚩 Medición de la energía ensayo SPT (SPT Analyzer)
- 🚩 Proyectos de mitigación de riesgos naturales
- 🚩 Medición de la velocidad de ondas de corte
- 🚩 Medición de tomografía eléctrica
- 🚩 Topografía de precisión GPS
- 🚩 Equipos topográficos
- 🚩 Hidráulica fluvial
- 🚩 Ecohidráulica

Tomografía Eléctrica, caracterización de sitios



Auscultación Geotécnica, Proyecto Edificio Centro Costanera





Edificio Cpech Viña del Mar

Alvarez 540, Viña del Mar

Plazo de Ejecución: 6 meses

Cliente: Inmobiliaria Metropolitana



Muro Berlínés

114 Perfiles Hincados -
57 Anclajes

Pilotes Pre-Excavados

54 pilotes de 18m de largo y
diámetros 0,62 y 0,88m.



Movimiento de Tierra

3.300 m³

www.ferrara.cl

+56 2 2204 1010

contacto@ferrara.cl