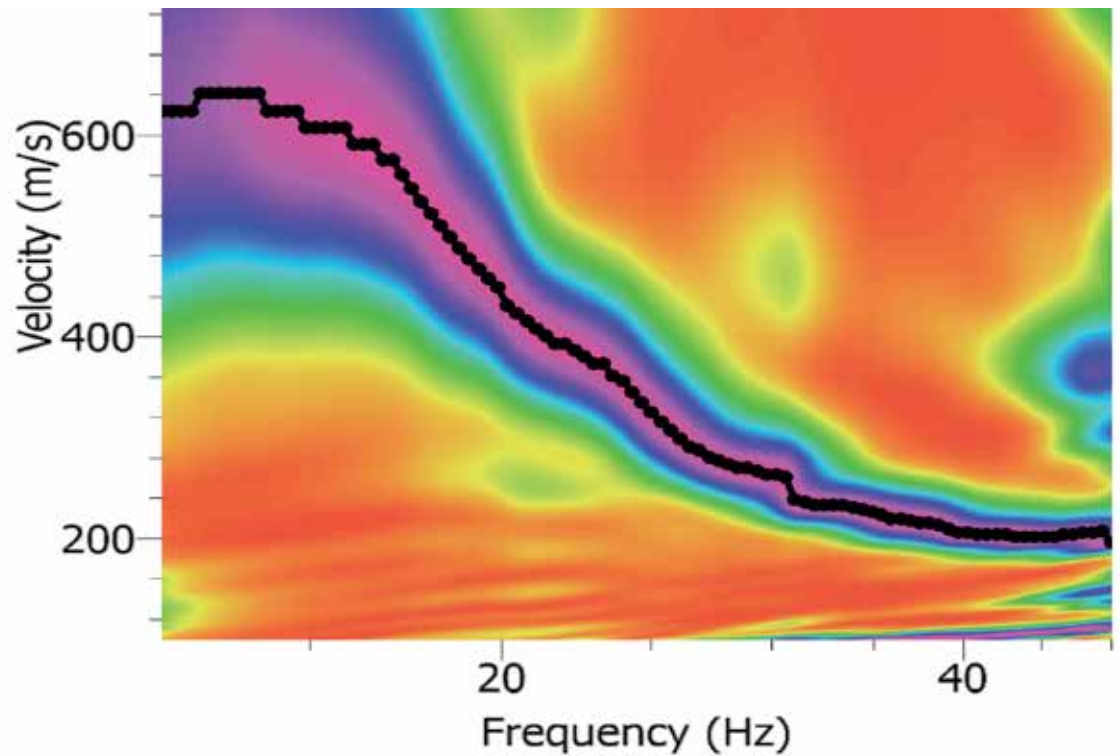


Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil



Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods
Comparación del promedio de la velocidad de onda de corte en los primeros 30 m usando ensayos downhole, MASW y bender elements
R. Moffat, N. Correia and C. Pastén

High sand tailings dams: main challenges
Presas de relaves de arena de gran altura: desafíos principales
L. Valenzuela, J. Campaña, E. Bard and A. Figueroa

Metodología para evaluación de riesgo por flujo de detritos detonados por lluvia: caso Útica, Cundinamarca, Colombia
Methodology for debris flow risk assessment triggered by rainfall: Utica case study, Cundinamarca, Colombia
A. Sepúlveda B., J. Patiño Franco y C. Rodríguez Pineda

Modelado de la dispersión de material particulado en la ciudad de Los Ángeles (Chile) a partir de las estufas a leña en el período de invierno usando AERMOD
Modelling of particulate matter dispersion in Los Angeles city (Chile) from wood stoves in winter period using AERMOD
A. Silva y G. Godoy

Modelo de decisión multicriterio difuso para la selección de contratistas en proyectos de infraestructura: caso Colombia
A fuzzy multi-criteria decision-making model for infrastructure projects contractor selection: the Colombian case
J. Mayor, S. Botero y J. González-Ruiz

Análisis por medio de la normalización de variables para un modelo de planificación ambiental hídrica estacional
Analysis by means of variable normalization for a model of seasonal water environmental planning
J. Rodríguez, A. Suazo e I. Santelices

Wave speed calculation for water hammer analysis
Cálculo de la velocidad de onda para el análisis del golpe de ariete
J. Twyman



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



Scientific Electronic Library Online



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

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



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION



MAGISTER

INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Postula al programa de Magister en Ingeniería
Geotécnica MIG, proyecta tu futuro.

Tener un magíster es parte fundamental de la formación académica para tener éxito profesional.

The Sutton Trust. Think tank organisation

Las ventajas extras que entrega un magíster no solo pueden hacer una diferencia salarial, sino también ofrece un mayor potencial de empleabilidad, especialmente en tiempos de inestabilidad económica.

Postgraduate Premium report

Cuando se trata de Geotecnia, realizar un magíster es fundamental.

En Geotecnia realizar un magíster permite que los Ingenieros Civiles obtengan conocimientos en profundidad sobre Mecánica de Suelos y Fundaciones.

Ingeniería Civil es una carrera muy amplia, donde los alumnos egresan y titulan sin suficientes conocimientos teóricos y prácticos en Geotecnia. Es por ello recomendable seguir la especialización que brinda un programa de postgrado de Ingeniería Geotécnica.

Ground Engineering, marzo 2013



Consulta tu postulación al MIG en:
www.civil.ucsc.cl/magister/financiamiento
palardon@ucsc.cl
+56 41 234 5852



INGENIERÍA CIVIL **GEOLÓGICA**



**UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION**

Descripción ■

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

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

Áreas de estudio ■

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

Ficha ■

Grado: Licenciado en Ciencias de la Ingeniería
Título: Ingeniero Civil Geológico
Duración: 11 semestres
Jornada: diurna
Sede: Campus San Andrés

Campo laboral ■

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

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

Para mayores antecedentes visite nuestra página www.civil.ucsc.cl/inggeo

Edición 20, Primavera 2016
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. Oscar 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
Instituto de Tecnología de Karlsruhe, 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

Mauro Poblete
mauro@ucsc.cl
56 41 2345047
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.

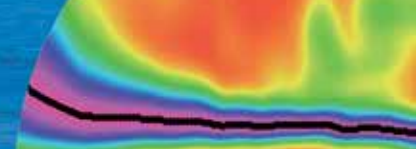
Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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** Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods
Comparación del promedio de la velocidad de onda de corte en los primeros 30 m usando ensayos downhole, MASW y bender elements
R. Moffat, N. Correia and C. Pastén
- 17** High sand tailings dams: main challenges
Presas de relaves de arena de gran altura: desafíos principales
L. Valenzuela, J. Campaña, E. Bard and A. Figueroa
- 31** Metodología para evaluación de riesgo por flujo de detritos detonados por lluvia: caso Útica, Cundinamarca, Colombia
Methodology for debris flow risk assessment triggered by rainfall: Utica case study, Cundinamarca, Colombia
A. Sepúlveda B., J. Patiño Franco y C. Rodríguez Pineda
- 44** Modelado de la dispersión de material particulado en la ciudad de Los Ángeles (Chile) a partir de las estufas a leña en el período de invierno usando AERMOD
Modelling of particulate matter dispersion in Los Angeles city (Chile) from wood stoves in winter period using AERMOD
A. Silva y G. Godoy
- 56** Modelo de decisión multicriterio difuso para la selección de contratistas en proyectos de infraestructura: caso Colombia
A fuzzy multi-criteria decision-making model for infrastructure projects contractor selection: the Colombian case
J. Mayor, S. Botero y J. González-Ruiz
- 76** Análisis por medio de la normalización de variables para un modelo de planificación ambiental hídrica estacional
Analysis by means of variable normalization for a model of seasonal water environmental planning
J. Rodríguez, A. Suazo e I. Santelices
- 86** Wave speed calculation for water hammer analysis
Cálculo de la velocidad de onda para el análisis del golpe de ariete
J. Twyman



Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods

Comparación del promedio de la velocidad de onda de corte en los primeros 30 m usando ensayos downhole, MASW y bender elements

Fecha de entrega: 5 de mayo 2016

Fecha de aceptación: 16 de septiembre 2016

Ricardo Moffat¹, Nicolle Correia² and Cesar Pastén²

¹ Faculty of Engineering and Sciences, Universidad Adolfo Ibáñez, Diagonal Las Torres 2640, edificio D, Peñalolen, Santiago, Chile, ricardo.moffat@uai.cl

² Department of Civil Engineering, University of Chile, Blanco Encalada 2002, Santiago, Chile, nicolle.correia@gmail.com, cpasten@ing.uchile.cl

Multichannel Analysis of Surface Waves MASW tests were performed in different seismic stations where boring information and downhole tests were available. Active MASW tests were performed using 12 geophones of 4.5 Hz of frequency repeating 5 tests in each location. From the readings, dispersion curves were obtained using a f-k analysis with the software Geopsy. The shear wave velocity V_s profiles were obtained by inverting the deduced dispersion curves. Downhole tests were analyzed using the direct approach in four stations (Maipú, Peñalolen, Casablanca and Melipilla), and using existing V_s results for Llolleo site. V_s profiles obtained from MASW and downhole tests are compared and the average shear wave velocity of the top 30 m (V_{s30}) calculated for each station. V_s profiles obtained from downhole and MASW active tests are similar up to 30 m. Therefore, a good testing methodology and analysis of the MASW data allows reliable results and the same seismic classification of the soil. The major differences were found where there is a large impedance of two layers of soils such as it was found in Melipilla site.

Keywords: shear wave velocity, MASW, downhole, seismic classification

Ensayos geofísicos MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) son ejecutados en diferentes estaciones sísmicas donde existe información de estratigrafía de sondajes y ensayos del tipo downhole. Ensayos activos MASW se ejecutaron usando 12 geófonos de 4.5 Hz de frecuencia repitiendo 5 ensayos en cada ubicación. Se obtienen las curvas de dispersión usando un análisis f-k con el software Geopsy. El perfil de velocidad de onda de corte V_s se obtiene de la inversión de dichas curvas de dispersión. Los resultados de ensayos downhole son analizados mediante el método directo en cuatro estaciones (Maipú, Peñalolén, Casablanca y Melipilla), además se usan datos mostrados en estudios anteriores para el sitio de Llolleo. Los perfiles de V_s obtenidos de ensayos MASW y downhole son similares hasta los 30 m de profundidad. Por lo tanto mediante un ensayo y metodología de análisis adecuados de MASW se puede obtener resultados adecuados de perfiles V_s y la misma clasificación sísmica del suelo que con el ensayo downhole. La mayor diferencia se observan en sitios donde existe una gran impedancia de dos capas de suelo tal como se observó en Melipilla.

Palabras clave: velocidad de onda de corte, MASW, downhole, clasificación sísmica

Introduction

Non-invasive geophysical methods have been used to estimate the shear wave velocities of soil layers in order to interpret physical properties such as stiffness and liquefaction potential of the soil. Applications using the surface waves started in the fifties with the geophysical method Steady State Rayleigh SSRM. In particular, surface wave methods (using active or passive source) have been applied since the 1980s (Nazarian and Stokoe, 1986) and

still being broadly used nowadays (Everett, 2013). In the eighties, the Spectral Analysis of Surface Waves SASW was introduced to obtain the V_s profile of the subsoil. Multi-station approach become widespread in the late 1990s and today MASW (Multiple Analysis of Surface Waves) is the most used approach.

It is important to notice that seismic waves travel through rock and soil following paths that depend on the density,

stiffness, and stratification of soils. Waves that pass through these materials are compressive waves P and shear waves S. P-waves can travel through any material that supports compressional forces (solids and liquids) whereas S-waves can only travel through materials that have shear strength therefore they are not transfer in liquids or gases. Soils P- and S-wave velocities, V_p and V_s , respectively, depend mainly of the type of soil, their stiffness and density.

Additionally, on the soil surface there are other types of waves; Love and Rayleigh waves. These waves travel along the surface with an amplitude that decreases with the depth (Biot, 1962). Rayleigh waves are commonly used on practice. Similarly, analyzing Rayleigh waves velocity V_R , it can be obtained a relationship between V_R , V_s , and the Poisson's ratio ν or between V_R , V_s and V_p as follows:

$$\left(\frac{V_R}{V_s}\right)^6 - 8\left(\frac{V_R}{V_s}\right)^4 + 8\left(\frac{V_R}{V_s}\right)^2 \left[1 + 2\left(1 - \frac{V_s^2}{V_p^2}\right)\right] - 16\left(1 - \frac{V_s^2}{V_p^2}\right) = 0 \quad (1)$$

Details on this derivation can be obtained in Foti *et al.* (2014). When considering the seismic design of structures it has been studied the seismic bearing capacity (Tiznado and Paillao, 2014) and the seismic response of the soil that could induce amplification factors on the loads that affects the structure. Seismic response of soil deposits depends between other factors on the soil stratification that exist in a specific location. Shear wave velocity profiles have been used to predict the behaviour of a soil during an earthquake. Different site classification systems use a representative average of the shear wave velocity up to a depth of 30 m (Dobry *et al.*, 2000). The depth is basically determined by the usual depth of borings and the cost of these. Obtaining this value allow us to categorize the soil in different classes that define different seismic response.

Seismic codes generally use V_{s30} to characterize "site effects" and to select an appropriate response spectrum according to soil characteristics. The value of V_{s30} is calculated using (2) as follows:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{s_i}}} \quad (2)$$

where n is the number of layers up to 30 m depth and h_i and V_{s_i} are the thickness and shear wave velocities of these layers, respectively. There are many other factors that have been found to be important in the seismic response that are

not always considered, among them, the impedance ratio between surface and underlying deposits and the depth to bedrock.

Different in situ seismic techniques have been developed to determine shear wave velocity profiles. In Chile and in many parts of the world, it has become very popular the use of surface seismic methods such as MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves). However, as the analysis of the disperse nature of surface waves is complicated, there are doubts whether the method is able to characterize a site up to 30 m depth measuring only from the surface. The MASW method consists in three main steps; (1) Data acquisition on the field, (2) Dispersion analysis of the data, and (3) Inversion to obtain V_s profile. This test can be performed using an active or passive source. The active source usually consists in a hammer blow or a heavy weight drop on the surface. The maximum depth of V_s that can be achieved using this method varies between 10 to 30 m depending on the site and the type of active source employed (Park *et al.*, 1999). The maximum depth that reaches the method also depends of the spread length used by the geophones D , defined as the distance between the source and the further geophone, because this determines the maximum wavelength of the Rayleigh wave that can be measured (see Figure 1). In general, it is considered that $z_{\max} \leq D$. On the other hand, the minimum depth z_{\min} , is determined by the separation between geophones, dx , as it is shown in Figure 1. It is considered that $z_{\min} \geq 0.5\lambda_{\min} = 0.5c_{\min}/f_{\max}$, where c_{\min} and λ_{\min} are phase velocity and wavelength, respectively, corresponding to a particular frequency f_{\max} . It is known that the receiver spacing affects the maximum wavenumber, which corresponds to the minimum wavelength (shallow layers). The minimum wavelength can be as low as the receiver spacing ($\lambda_{\min} = dx$). Additional details of this method and the main factors that influence the measurements can be found in Park *et al.* (1999) and Foti *et al.* (2014).

Geophones with natural frequency of 4.5 Hz are used to measure the vertical component of the surface waves. The time of sampling is in the order of 1 to 2 seconds, the latter is used in the case of low shear wave velocities. The testing parameters typically advised for this type of measurements are shown in Table 1. These parameters would allow to measure depths z_{\max} in the order of 20 to 30 m.

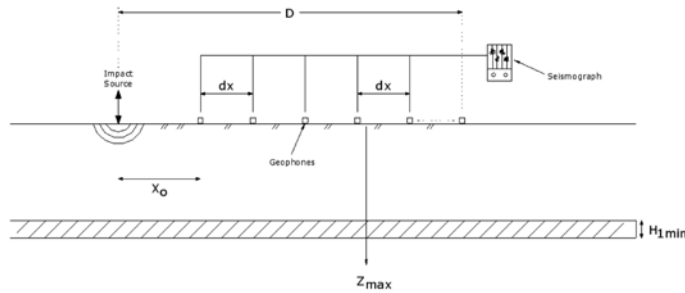
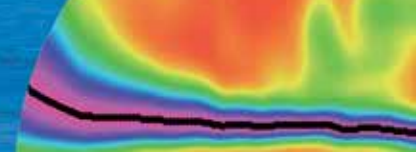


Figure 1: Scheme of MASW setup on the field

Table 1: Typical values for parameters setup in active MASW (Park *et al.*, 2002)

Parameter	Typical value
Source weight	9.1 kg
Receiver frequency	4.5 Hz
Source offset	10 m
Spread length	50 m
Receiver spacing	2 m
Recording time	1 sec
Sampling rate	1 ms

As it was mentioned previously, during the signal analysis there are two main processes that have to be performed: (1) Finding the dispersion curve, and (2) Inversion process.

The dispersion curve is found directly from the measurements of the geophones used on the field. In Figure 2 it is shown, as an example, the data for the Casablanca site after 5 blows in the ground. The dispersion curve is the most critical step to generate an adequate shear-wave velocity profile. In this work it has been applied a total of 5 blows in each site and the data has been stacked together to characterize a clear dispersion curve. From this figure, the representative curve that will be used in the next steps of the analysis is obtained. The analysis of this dispersion curve is obtained by using the software Geopsy.

Inversion of the curve obtained in the previous step is a mathematically complicated process. It is required the estimation of Poisson's ratio and density of the subsoil. It is an iterative process where a starting shear wave profile is established and the corresponding theoretical dispersion curve is deduced for that V_s profile. This is performed many times comparing the obtained dispersion curve with the measured curve on the field and using a least-squares

approach to estimates how adequate is the V_s profiles adopted. In this form, it is deduced the V_s profile that generates the dispersion curve that is most similar to the measured curve on the field (through the assignation of a fitting error for each curve). More details of this process can be found in (Penumadu and Park, 2005).

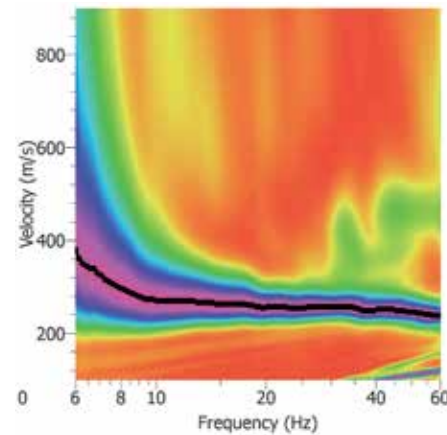


Figure 2: Dispersion curve using MASW in Casablanca site; stacking of five blows. Magenta indicates the maximum spectral amplitude.

In this work, results of shear wave velocities obtained from laboratory tests using bender elements are also used. Bender elements have been used since the late 1970s, for example Shirley (1978) and Shirley and Hampton (1978). These elements consist in a piezoceramic transmitter, which generates shear waves through the soil sample, and another piezoceramic that acts as a receiver and converts the shear movement in an electrical signal. The time from the shear wave to travel from the transmitter to the receiver is measured to calculate the shear wave velocity as the soil sample length is known. A detailed explanation for the use and interpretation of bender elements reading to deduce shear wave velocity is given in Lee and Santamarina (2005) and Leong *et al.* (2005).

The objective of this work is to compare V_s values obtained from MASW method and downhole tests in five sites. Shear waves velocity obtained from laboratory tests on undisturbed soil samples are also compared with the V_s profiles deduced from MASW.

Experimental setup and procedure

Sites were chosen as there were previous measurements of downhole testing performed in these locations. The

locations form part of a Chilean network of seismometers that recorded the 2010 Chile earthquake (Saragoni *et al.*, 2010). Stratigraphic information is also available at these site as boring were performed and will be shown for each location. MASW tests were performed using a Geode seismograph (from Geometrics), as shown in Figure 3a. This equipment has 24 channels of 24 bits each one with the main characteristics shown in Table 2.

Table 2: Main characteristics of the equipment used on the field

Equipment setup	Value
Frequency measurements	1.75 Hz to 20 kHz
Stacking precision	1/32 times the sampling interval
Data storing	16000 samples per channel
Sampling intervals	0.02 to 16 ms

The 12 geophones used corresponds to the model GS-11D/PC-803 with a natural frequency of 4.5 Hz, damping of 50%, cut off frequency of 80 Hz and a sensibility of 0.7 V/in/sec. The active source used in this research, corresponds to the Standard Penetration Test SPT weight that is 63.5 kg. This weight is released from an approximate height of 1.3 m as it is shown in Figure 3b. For measurements performed in Peñalolén, Maipú, Melipilla and Llolelo, it was used a source offset X_0 of 8 m, and geophone distance $dx = 5$ m. In Casablanca, due to space constrictions, the source offset was 10 m and the geophone distance $dx = 4$ m. In all locations 5 blows were performed to obtain the dispersion curve of the site.



Figure 3: MASW field setup, a) seismograph, laptop and peripherals and b) impact load

Downhole tests were performed as part of the geotechnical study of the Chilean network of seismometers (Boroschek

et al., 2012). Tests were performed taking measurements every 2 m of depth, and using a three directional geophone. Downhole results are analyzed according to the interval method (Kim *et al.*, 2004). In Llolelo, there is a downhole test published nearby reported by Verdugo (2009). Additional details on how the downhole tests are performed can be found in ASTM (2014).

Test results

In total, 25 MASW tests were performed during this study, these are complemented by the analysis of 5 downhole tests and the stratigraphy found in each boring performed previously. All MASW tests were carried out as close as possible to the location of the boring. Shear wave velocity profiles were deduced directly from the downhole tests and through the MASW equipment. Differences in the V_s profile for each site are analyzed in terms of the stratigraphic profile and the values of V_{s30} deduced. The results obtained by the surface methods are compared with downhole tests. Additionally, results are complemented by existing bender elements tests on soil samples obtained from the field (Boroschek *et al.*, 2012). Tests are performed on reconstituted specimen or undisturbed samples depending on the type of soil/rock tested. More information about obtaining shear wave velocities from bender elements can be found in Lee and Santamarina (2005) among others.

Stratigraphy

The stratigraphy for each location was informed by the University of Chile (Boroschek *et al.*, 2012). Stratigraphy is performed based on observations of samples obtained from drilling to depths larger than 30 m, but informed here only up to 30 m that is the interest zone for estimating V_s . In Figures 4 to 6 the different stratigraphy of each site is shown.

Downhole testing

Downhole tests were performed every 2 m in each site. An example of waveforms obtained at Melipilla site is shown in Figure 7. Using these waveforms two independent interpretations of the arrival time for shear waves were performed in each site. This generates two V_s profiles up to 30 m that have user depending variability.

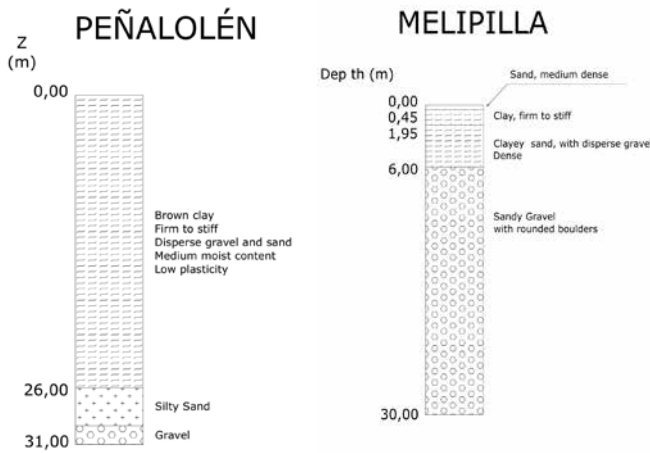
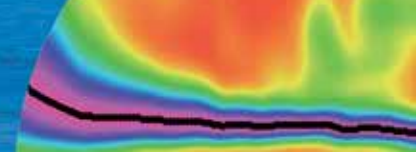


Figure 4: Soil stratigraphy of Peñalolén and Melipilla

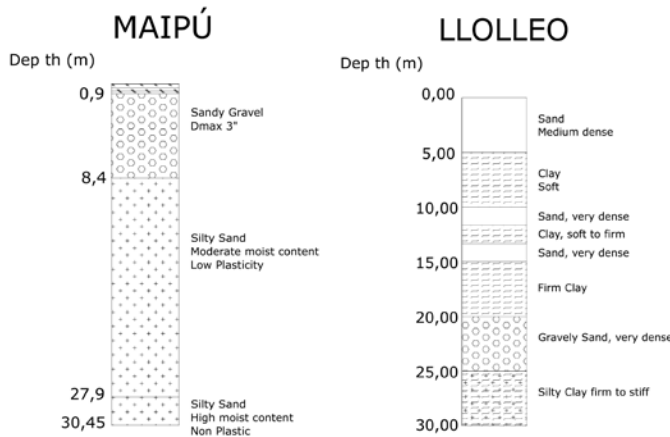


Figure 5: Soil stratigraphy of Maipú and Llole

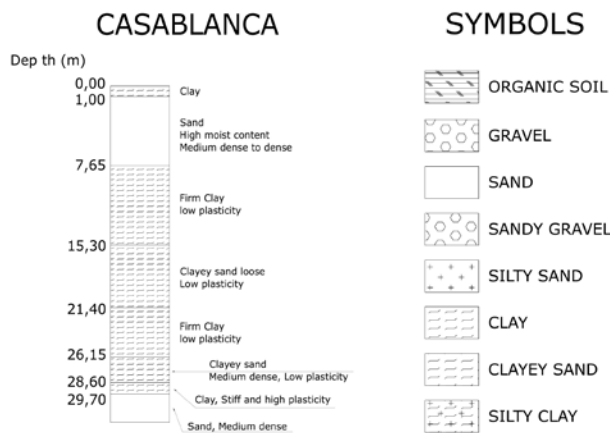


Figure 6: Soil stratigraphy of Casablanca and symbols

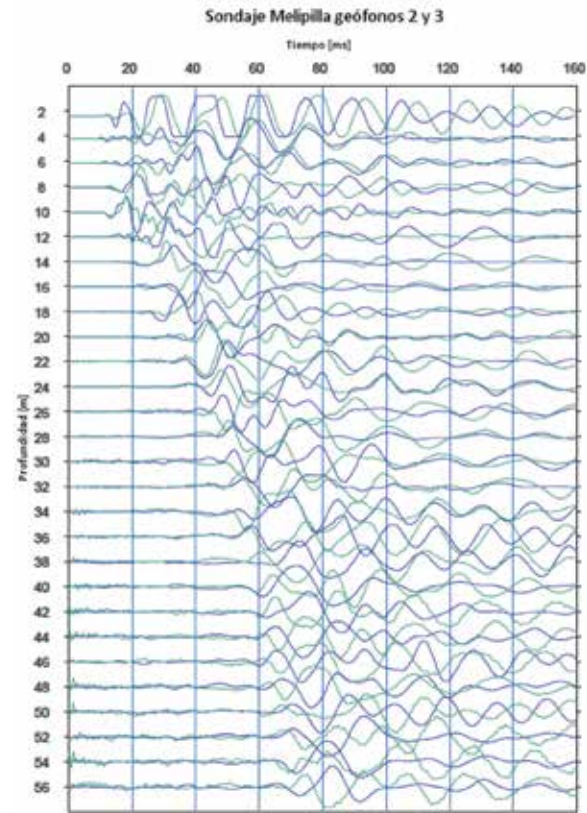


Figure 7: Waveforms from a downhole test at Melipilla (Boroschek *et al.*, 2012)

Field shear wave measurements

V_s profiles obtained from MASW tests at each site are shown in this paper. Dispersion curves are first shown and it is estimated the maximum depth that it is advisable to consider in each case based on the dispersion curve obtained. Then it is shown the V_s profile obtained by using MASW data with the Geopsy software and the downhole deduction of V_s by two different users. Also, when available, V_s obtained from undisturbed or reconstituted (at the same density) specimens, are shown. These tests are performed in a triaxial cell under similar effective stress that has the soil at the corresponding depth in the field.

Maipú site

In Figure 8, it is shown the dispersion curve obtained after 5 blows on the field. In Figure 9, it is shown the dispersion curves adopted for each software. Finally, Figure 10 shows the estimate of V_s profiles for MASW, downhole tests and one soil specimen reconstituted and tested with bender elements under a similar confining pressure as it is expected on the field. All the deduced profiles are very

similar to each other. The larger difference is observed between 2 and 8 m deep where the downhole test gives a higher estimation of shear wave velocity. In this zone there is a dense sandy-gravel that is not detected in detail by the MASW analysis.

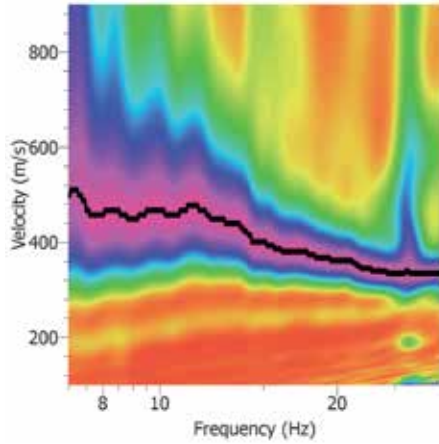


Figure 8: Dispersion curve obtained at Maipú site; stacking of two blows

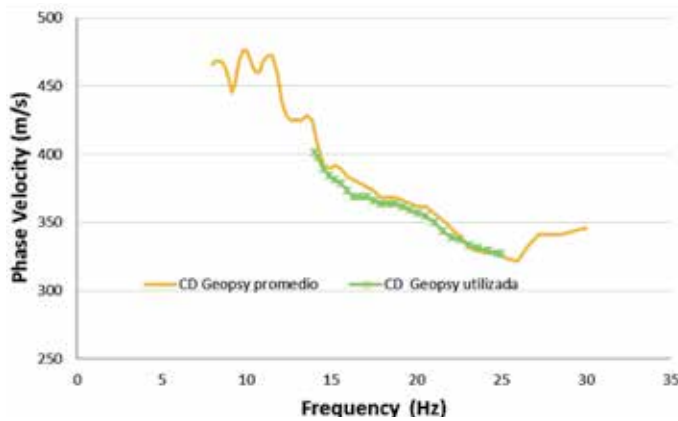


Figure 9: Dispersion curve used at Maipú site

On the other hand, the deduced shear wave velocity using bender elements in the reconstituted sample (reconstituted to the same density observed on the field) is lower, about 65% of the V_s obtained by MASW and downhole tests. This is believed to be due to the loss of structure, cementation or aging effect due to sample reconstitution.

Considering expressions (2) and (3) (Park *et al.*, 1999), it can be deduced the maximum depth and minimum definable thickness of the shallower layer, according to the frequencies and velocities derived from the dispersion curve (first mode of vibration). According to Stokoe *et al.* (1994):

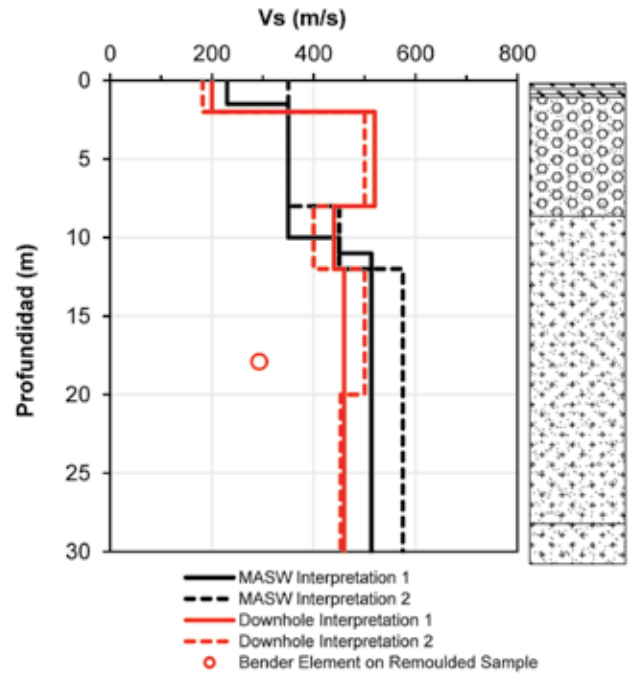


Figure 10: V_s profiles at Maipú site

$$H_{\min} \geq 0.5\lambda_{\min} = 0.5 \frac{c_{\min}}{f_{\max}} \quad (3)$$

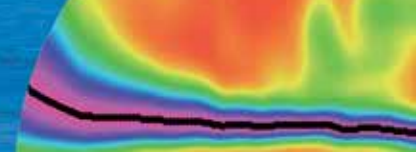
where H_{\min} is the minimum definable thickness of the shallower layer, λ_{\min} and c_{\min} are wavelength and phase velocity corresponding to a f_{\max} . According to Rix and Leipski (1991):

$$z_{\max} = \frac{c_1}{2f_1} \quad (4)$$

where c_1 is the phase velocity for the frequency f_1 . For the Maipú site these values are: $z_{\max} = 29.4$ m and $H_{\min} = 5.3$ m. Therefore, it can be confirmed from the measurements performed and the dispersion curves obtained from those measurements that it is possible to obtain the V_s profile up to approximately 30 m deep and the best “resolution” of these measurements are in layers of 5.3 m.

Peñalolen

Similarly, at Peñalolen site it was derived the shear wave velocity from MASW (see Figure 11), downhole, and bender elements tests were performed in undisturbed soil obtained from that depth. The result of a bender elements test, considering the expected effective stress on the field, of an undisturbed sample, gives a very close value of V_s (related to downhole and MASW) at the same depth where



the soil sample was extracted. V_s results from downhole and MASW tests are very close up to 30 m.

It is important to mention that according to the dispersion curve estimated it is possible to consider the maximum depth for using MASW tests equal to 17.9 m and a minimum thickness of 3.6 m. However, the method compares well with downhole tests from 20 to 30 m, it could be due to the small change in V_s existing at those depths (see Figure 12).

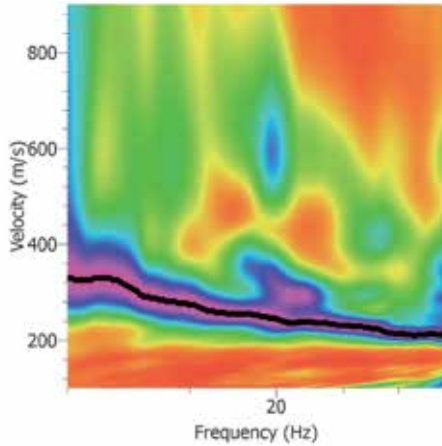


Figure 11: Dispersion curve for Peñalolén site; stacking of four blows

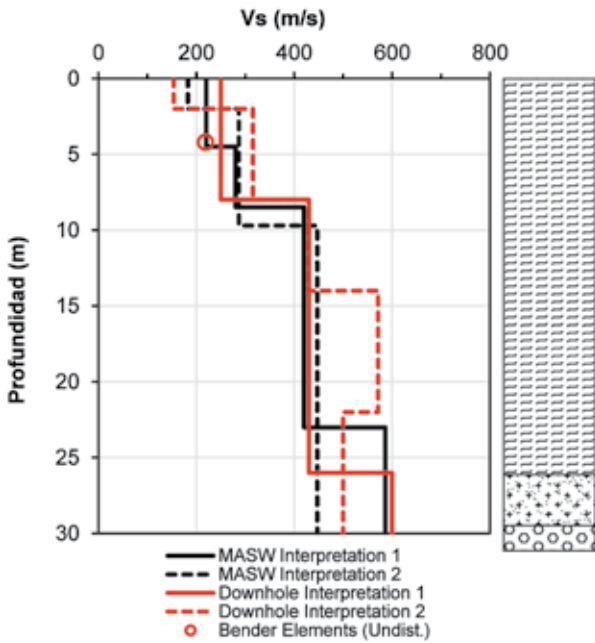


Figure 12: V_s profiles deduced at Peñalolén site

Casablanca

In this site the dispersion curve obtained from the 5 blows on the field is shown in Figure 13. The dispersion curve obtained is clear in a wide range of frequencies this allows

us to estimate the V_s profile up to depths of 37.9 m in this case and minimum thickness of 2.4 m.

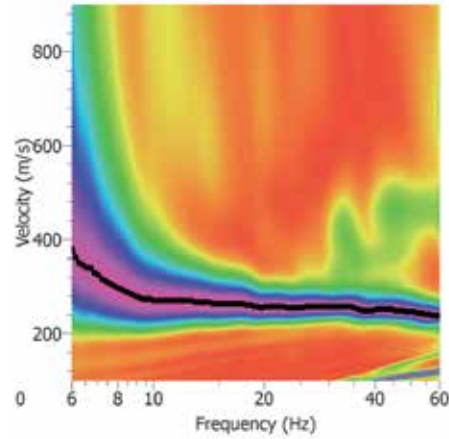


Figure 13: Dispersion curve for Casablanca site; stacking of five blows

The shear wave velocity profiles are very similar up to approximately 22 m where some dispersion starts to be observed between MASW and downhole methods. Shear wave velocity V_s , deduced on undisturbed samples gives a very close value to the measured on downhole tests at 22 m deep where firm clay was observed on the borings on the field. A lower value than deduced from the field values is obtained on bender elements tests where the soil was observed to pass from firm clay to medium dense sand (see Figure 14).

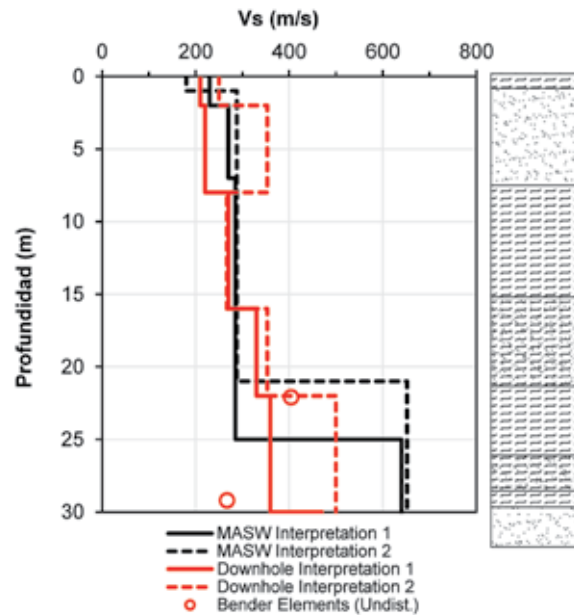


Figure 14: V_s profiles obtained at Casablanca site

Melipilla

In this site, there is a considerable change of soil type and rigidity at 6 m. Up to 6 m it can be found layers of sandy clay and clay, then below those layers it is found gravels with boulders up to 6 inches in diameter. This creates a large impedance of the soil that makes difficult to interpret the tests results in both cases downhole and MASW. Bender elements tests were performed on reconstituted specimens at depths lower than 5 m and in an undisturbed rock sample at 60 m depth. Bender elements results are very close to MASW deduction of V_s for depths lower than 5 m. Also there is a good agreement of V_s between MASW and bender elements tests on a rock sample at depths of 60 m ($V_s = 1200$ m/s) although according to the dispersion curve deduced from MASW, the maximum depth up to V_s that can be obtained is of 25.4 m with a minimum thickness of 2.4 m.

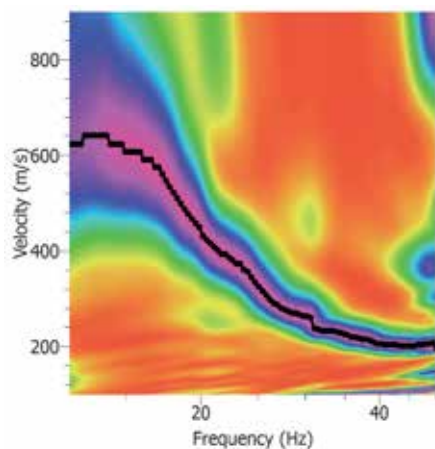


Figure 15: Dispersion curve obtained at Melipilla site; stacking of four blows

MASW V_s profile using Geopsy shows a sudden increase at about 4.5 m. Downhole methods seem to give an average value of V_s from 5 to 30 m. The V_s values obtained with MASW for depths shallower than 5 m seems to correlate relatively well with bender elements (see Figure 16).

Llolleo

Near this site, there is a downhole test performed and informed in Verdugo (2009). Figure 17 shows the MASW profiles obtained during this research. It is possible to observe in Figure 18 a very good agreement on V_s values up to 13 m, below that depth there is a considerable difference in the V_s profiles obtained.

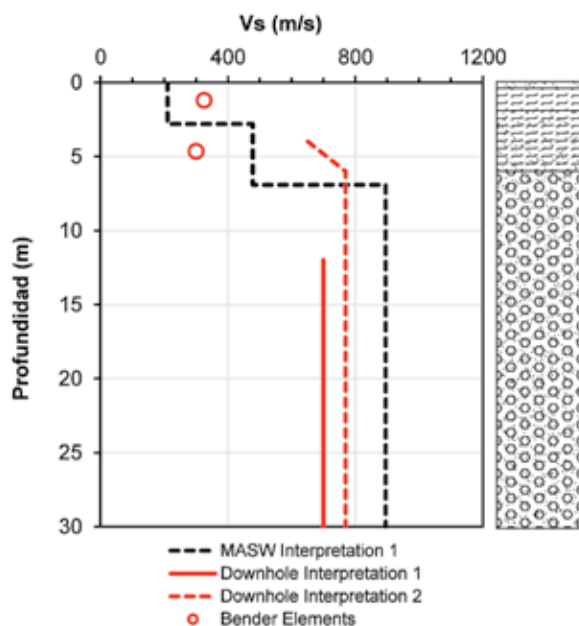


Figure 16: V_s profiles obtained at Melipilla site

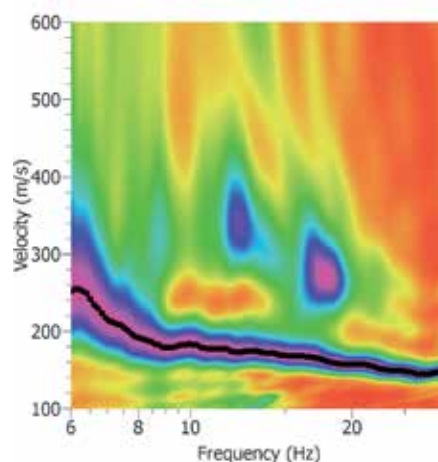


Figure 17: Dispersion curve obtained at Llolleo site; stacking of three blows

According to the field measurements using active MASW, it is possible to deduce that the maximum depth where the V_s can be obtained is of 41 m and that the minimum thickness that can be determined is equal to 3.2 m. From Figure 18 it is clear that the MASW method was not able to capture adequately the dense sandy-gravel layer existing between the 20 and 25 m deep. However, calculated values of V_{s30} are equal to 266 and 264 m/s for MASW and 227 m/s for downhole test (difference of about 17%). This change in V_{s30} values does not change the soil type in most classification systems (Dobry *et al.*, 2000).

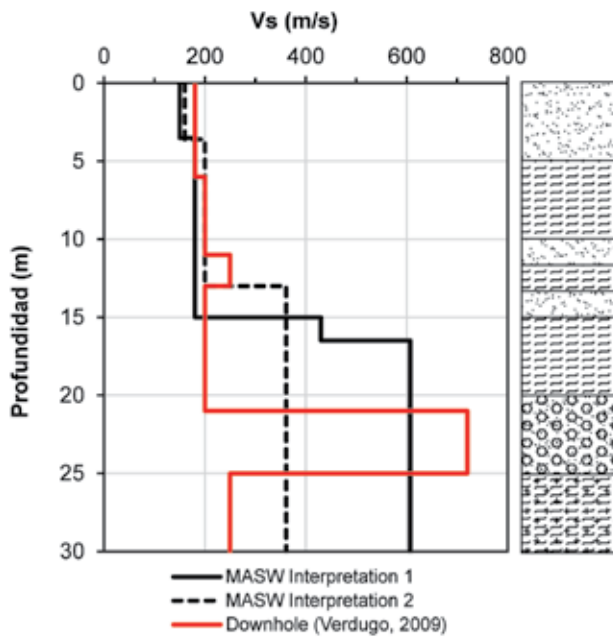
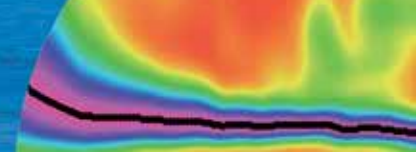


Figure 18: V_s profiles obtained at Llolleo site

Conclusions

Different methods to determine the shear wave velocity in soils are compared in this paper. Even though measurements and analysis are very different, the results tend to be close between each other. If the objective of determination of the V_s profile, is the seismic classification through the use of V_{s30} , MASW and downhole tests give very similar results and no change on soil classification is expected unless the V_{s30} value is close to the limits for a specific seismic soil type. The measurement of shear wave velocities on undisturbed soil samples shows to be an adequate technique to confirm V_s values in a particular soil depth. This confirms the robustness of the employed methods in this work and in the professional practice.

The main conclusions that are drawn from this study are the following:

- Deduction of shear wave velocity V_s profiles performed using downhole and active MASW tests are very similar except in cases where there is an intermediate dense sandy-gravel layer that is not captured by MASW analysis, as in the case of Maipú and Llolleo sites.
- Shear velocities deduced from bender elements tests on undisturbed samples are very close to the shear velocities obtained from downhole and MASW tests.

- Shear velocities deduced from bender elements tests on remolded soil samples show a large difference with the values obtained from downhole and MASW tests. This is due to the loss of fabric or cementation of the soil sample.
- In general, the maximum depth that is possible to reach, using the active MASW with a weight of 63.5 kg that drops from 1.3 m, was found to be between 17.9 to 37.9 m. Data after this maximum depth has to be considered with precaution.
- The minimum shallower thickness that can be detected using active MASW was found to be in the range between 2.4 and 5.3 m. These are considered appropriate for most geotechnical projects.

References

- ASTM (2014). Standard test methods for downhole seismic testing, ASTM D7400. West Conshohocken, PA., USA
- Biot, M.A. (1962). Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media. *Journal of Applied Physics* 33(4), 1482 - 1498
- Boroschek, R.L., Yañez, F., Bejarano, I., Molnar, S. and Torres, A. (2012). Geotechnical characterization University of Chile strong motion accelerograph stations. University of Chile
- Dobry, R., Borcherdt, R.D., Crouse, C.B., Idriss, I.M., Joyner, W.B., Martin, G.R., Power, M.S., Rinne, E.E. and Seed, R.B. (2000). New site coefficients and site classification system used in recent building seismic code provisions. *Earthquake Spectra* 16(1), 41 - 67
- Everett, M.E. (2013). *Near-surface applied geophysics*. Cambridge University Press
- Foti, S., Lai, C.G., Rix, G.J. and Strobbia, C. (2014). *Surface wave methods for near-surface site characterization*. CRC Press
- Kim, D.S., Bang, E.S. and Kim, W.C. (2004). Evaluation of various downhole data reduction methods for obtaining reliable V_s profiles. *Geotechnical Testing Journal* 27(6), 1 - 13
- Lee, J.S. and Santamarina, J.C. (2005). Bender elements: Performance and signal interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131(9), 1063 - 1070

- Leong, E.C., Rahardjo, H., and Yeo, S.H. (2005). Measuring shear wave velocity using bender elements. *Geotechnical Testing Journal* **28**(5), 1 - 11
- Nazarian, S. and Stokoe, K.H. (1986). Use of surface waves in pavement evaluation. *Transportation Research Record* 1070, 132 - 144
- Park, C.B., Miller, R.D. and Miura, H. (2002). Optimum field parameters of an MASW survey. *Proceedings of the Society of Exploration Geophysicists*, Japan, Tokyo, 22 - 23
- Park, C.B., Miller, R.D. and Xia, J. (1999). Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics* **64**(3), 800 - 808
- Penumadu, D. and Park, C.B. (2005). Multichannel analysis of surface wave (MASW) method for geotechnical site characterization. *Proceedings of the Geo-Frontiers Conference*, Austin, Texas
- Rix, G. J., and Leipski, E.A. (1991). Accuracy and resolution of surface wave inversion: Recent advances in instrumentation, data acquisition and testing in soil dynamics. *Geotechnical Special Publication no. 29*, American Society of Civil Engineers, 17 - 23
- Saragoni, G.R., Lew, M., Naeim, F., Carpenter, L.D., Youssef, N.F., Rojas, F. and Adaros, M.S. (2010). Accelerographic measurements of the 27 February 2010 offshore Maule, Chile earthquake. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **19**(8), 866 - 875
- Shirley, D.J. (1978). An improved shear wave transducer. *The Journal of the Acoustical Society of America* **63**(5), 1643 - 1645
- Shirley, D.J. and Hampton, L.D. (1978). Shear-wave measurements in laboratory sediments. *The Journal of the Acoustical Society of America* **63**(2), 607 - 613
- Stokoe, K.H., Wright, S.G., Bay, J.A. and Roesset, J.M. (1994). Characterization of geotechnical sites by SASW method. *Geophysical Characterization of Sites*, IBH Oxford Press, New Delhi, India, 15 - 25
- Tiznado, J.C. and Paillao, D. (2014). Analysis of the seismic bearing capacity of shallow foundations. *Revista de la Construcción* **13**(2), 40 - 48
- Verdugo, R. (2009). Amplification phenomena observed in downhole array records generated on a subductive environment. *Physics of the Earth and Planetary Interiors* **175**(1), 63 - 77

SONDAJES MARÍTIMOS INGENIERÍA
SONDAJES LAB HORMIGÓN
GEO SOIL LAB NAPA SUELO
HIDRÁULICA ISO 9001:2008
OROS GEOTECNIA
MECÁNICA VACÍOS
PERFORACIÓN

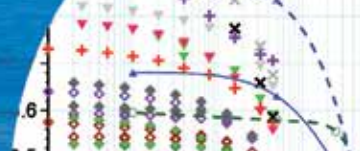


Geo Soil Drill es una empresa que se encuentra en el rubro de mecánica de suelos, especializándose en sondajes geotécnicos y marítimos, opera desde el año 2004 y en 2012 obtuvo la certificación de iso9001:2008. Actualmente la empresa es líder en la región basando su principal fortaleza en la vasta experiencia de su personal. Actualmente contamos con laboratorio acreditado por el INN en las áreas de mecánica de suelos y de ensayos de hormigón, llamado Geo Soil Lab, el cual se ubica en calle Los Onas 266, Comuna de Coronel.



Contacto:

Tel. 41-228 3779 | Cel. 9 8219 6856 | Web www.geosoidrill.cl
Gerencia: iparra@vtr.net | Jefe Técnico: p.bello@geosoidrill.cl



High sand tailings dams: main challenges

Presas de relaves de arena de gran altura: desafíos principales

Fecha de entrega: 15 de diciembre 2015
Fecha de aceptación: 21 de septiembre 2016

Luis Valenzuela¹, Jose Campaña², Edgar Bard² and Abraham Figueroa²

¹Geotechnical consultant, Montecassino 929, Las Condes, Santiago, Chile (formerly Arcadis Chile), valenzuelapluis@gmail.com

²Arcadis Chile, Antonio Varas 621, Providencia, Chile, jose.campana@arcadis.cl, edgar.bard@arcadis.cl, abraham.figueroa@arcadis.cl

The design and construction of higher tailings dams result in much higher confining pressures which can affect the geotechnical behaviour of tailings sand dams. This becomes even more relevant in regions with regular seismic activity. This article presents results and analyses of oedometric compressibility as well as cyclic resistance of tailings at high confinement pressures. Moreover, results of crushing and compressibility of gravel and rock-fill at high confinement pressures are also studied, since they form part of the drainage system of tailings dams. The seismic stability and deformation of tailings dams is discussed from the numerical analysis point of view. The importance of the selected PGA value and how has evolved in time in the Chilean engineering is shown. Finally, aspects related to the observational method to be applied during the construction and operation of tailings dams, are described. Future trends on mine waste disposal are introduced such as thickened and paste tailings and filtered tailings.

Keywords: tailings sand dams, high confining pressures, cyclic resistance, observational method, mine waste disposal

El diseño y construcción de presas de relaves más altas resulta en presiones de confinamiento mucho mayores, lo cual afecta el comportamiento geotécnico de presas de relave de arena. Esto llega a ser aún más relevante en regiones con una actividad sísmica constante. Este artículo presenta resultados y análisis de ensayos de compresibilidad edométricos así como de resistencia cíclica de relaves a altas presiones de confinamiento. Además, se estudian resultados de rotura y compresibilidad de gravas y enrocados a altas presiones de confinamiento, ya que ellos forman parte del sistema de drenaje de las presas de relaves. Se discute la estabilidad sísmica y deformación de presas de relaves desde el punto de vista de análisis numérico. Se muestra la importancia del valor de PGA seleccionado y como ha variado en el tiempo en la ingeniería chilena. Finalmente, se describen aspectos relacionados con el método observacional a ser aplicado durante la construcción y operación de presas de relave. Se incluyen tendencias futuras sobre disposición de residuos mineros tales como relaves espesados, pastas de relaves y relaves filtrados.

Palabras clave: presas de relave de arena, presiones de confinamiento elevado, resistencia cíclica, método observacional, depósito de residuo minero

Introduction

The design, construction and operation of tailings sand dams represent an important geotechnical task in terms of stability, especially under foreseen strong seismic events. Valenzuela (2016) analyses the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailings sand dams in Chile. He also pointed out the fact of the significant growth of the mining production, which has led to the necessity of large tailings deposits, many of them resulting in dams with increasing height. Consequently, the study of the geotechnical behaviour of granular materials under high confining pressures becomes necessary. This article

extends the contents of permeability, drained and undrained resistance of sands under high pressures previously studied by Valenzuela (2016). The attention here is focused initially on the compressibility and cyclic resistance of tailings under high confinement pressures. Then, crushing and deformation of gravel and rock-fill materials under high confinement pressures are studied because they form part of the drainage system of tailing dams. The use of numerical analysis in the study of the stability of tailings dams is subsequently introduced. Furthermore, the observational method is considered as an important tool of assessment of tailings dams performance. Finally, new trends of mine

waste disposal are mentioned to tackle challenges of space and efficient use of water.

Deformation of sands at high confinement pressures

Oedometric compressibility in sands is very low, independent of the initial void ratio for confining pressures lower than 1 MPa. Oedometric compressibility of these materials begins to increase as particles break up, when compressibility of the granular skeleton becomes independent of the initial arrangement. Figure 1 shows the results of oedometric compressibility of tailings sands samples S1 to S5 with uniformity coefficient C_u (d_{60}/d_{10}) between 1.0 and 3.2, of natural Ottawa quartz sands samples (Murthy *et al.*, 2007), of rounded particles and with C_u between 1.5 and 2.7, and of Hostun sand (Colliat-D'Angus, 1986), of angular particles and with C_u of 1.7.

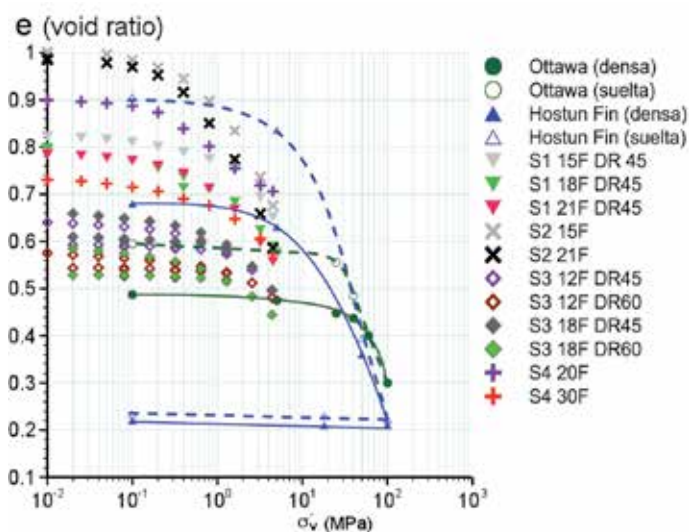


Figure 1: Oedometric compressibility of quartz, Ottawa, and Hostun tailings sands (adapted from Bard *et al.*, 2014).

Figure 1 shows that rounded Ottawa sand particles undergo a sudden change in compressibility due to the break-up of particles when they are subjected to effective vertical stresses $\sigma'_v > 30$ MPa. In Hostun sand, however, the increase in compressibility is progressive, due first to loss of particle angularity and then to the gradual break-up of particles. For $\sigma'_v > 40$ MPa, both types of sands exhibit a similar degree of compressibility.

Tailings sands in general exhibit low compressibility up to $\sigma'_v = 1$ MPa, provided they have a void ratio of at least 0.8 approximately, evidenced by a moderate volumetric change

similar to the one observed in the sands discussed above. At pressures of $\sigma'_v > 1$ MPa, compressibility begins to increase progressively, due to breaking of the more angular edges of tailings sand particles. This behaviour in the $e - \log \sigma'_v$ plane is very similar to that of fine Hostun sand, a fact that could indicate a way to predict the possible behaviour of tailings sands at vertical stresses above 4 MPa, the maximum pressure used in the tests with samples S1 to S5.

Cyclic resistance of sand at high confinement pressures

Figure 2 shows the cyclic resistance ratio CSR obtained for 100% of pore pressure generation ($\Delta u = \Delta \sigma'_o$, initial effective pressure) by means of cyclic triaxial tests at high confinement pressures and for different contents of fines. At low confinement pressures, results are similar to those reported previously for Verdugo (1983), in which CSR is clearly reduced when FC increases. However, for pressures above 1 MPa and below 3 MPa, impact of the percentage of fines, for the range of tested samples, practically disappears.

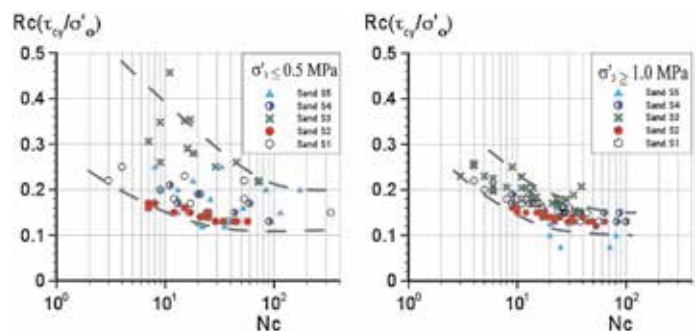
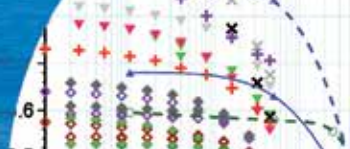


Figure 2: Cyclic resistance RC of tailings sands as a function of the number of cycles and of confinement pressure, for different FC, 15%-30% (Bard *et al.*, 2014)

Deformation of gravel and rock-fill at high confinement pressures

The behaviour of gravel and rock-fill subjected to high confinement pressures is of great importance because these materials are used in the construction of the basal drains in tailings sand dams. Modification of their grain size distribution during break-up of particles and formation of fines could reduce estimated permeability significantly compared to permeability at the original particle size. Bard *et al.* (2015) analyse the behaviour of these materials in drained, monotonic triaxial tests using samples of 1 m diameter and 1.8 m height, subjected to pressures of up to 3 MPa, in copper mine waste rock (Bard *et al.*, 2007, 2012;



Valenzuela, 2004; Valenzuela *et al.*, 2008) and coarse river bed material samples used in the construction of gravel dams. The results referring to variations in their grain size distribution are shown in Figure 3.

The waste rock MWR and river gravel RB were also subjected to oedometric tests in samples of 0.95 m diameter and 1 m height, and maximum confinement pressures of $\sigma_v = 4.8$ and 12 MPa. Results of these tests are shown in Figure 4, together with results reported in other studies (Marsal and Resendiz, 1975; Marsal, 1977).

The conclusions of the referred studies are as follows: i) natural gravel of polimitic origin and relatively well-graded particle sizes ($1 > C_u > 3$), such as the RB sample, does not exhibit particle break-up up to pressures of $\sigma'_v = 2.4$ MPa to which the sample was subjected; ii) the rock-fill material coming from quarries exploited by blasting exhibits a pre-consolidated behaviour, with low compressibility, up to pressures of the order of $\sigma'_v = 0.9$ MPa, and then a significant increase in compressibility due to particle break-up. It can be observed that the void ratio varies proportionally to the logarithm of imposed vertical stresses, similar to a normally consolidated behaviour. This aspect is similar to that observed by several other investigators of granular soil behaviour.

Considerations on stability and deformations of tailings dams

For the purposes of this paper, the discussion of stability analysis of very tall dams is limited to slope stability and deformation analysis, for both static and seismic conditions. The analysis assumes that the foundation is sufficiently resistant and sufficiently dense to prevent material impacts on dam stability and deformations of the dam due to foundation conditions.

Limit Equilibrium Methods LEM

The most widely used methods of slope stability analysis for static loads and post-earthquake conditions are limit equilibrium methods LEM. In general practice, a safety factor $FS \geq 1.5$ is considered acceptable for static loads on potentially sliding surfaces that could affect overall stability of the dam or increase the risk of emptying the impoundment. It is common to accept a $FS \geq 1.0$ for post-

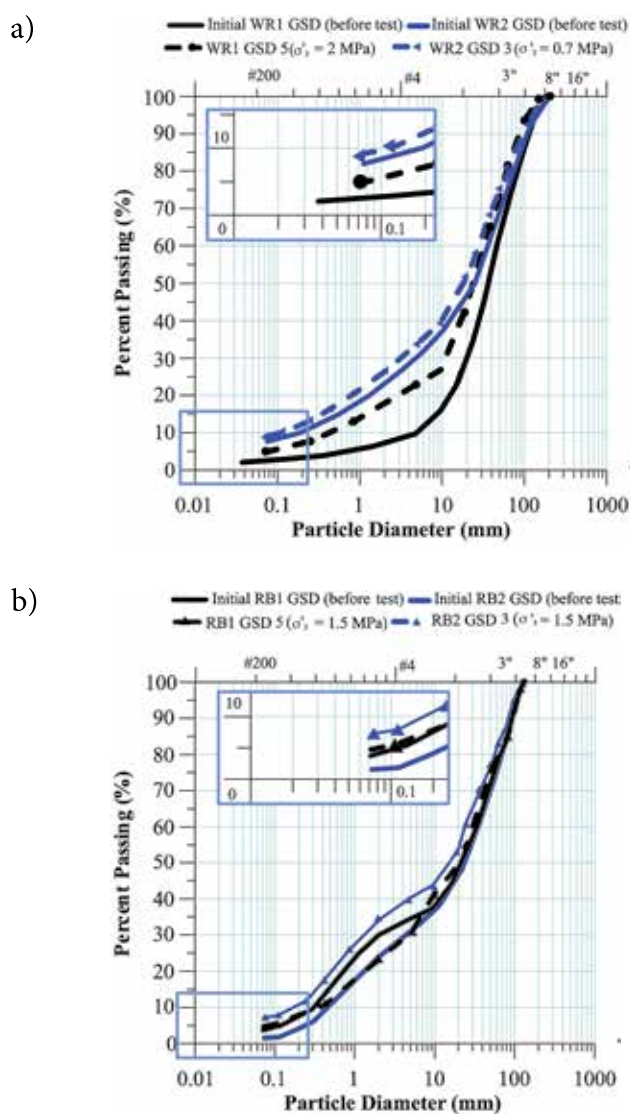


Figure 3: Particle sizes, before and after triaxial testing; a) mine waste rock and b) river gravel (Bard *et al.*, 2015)

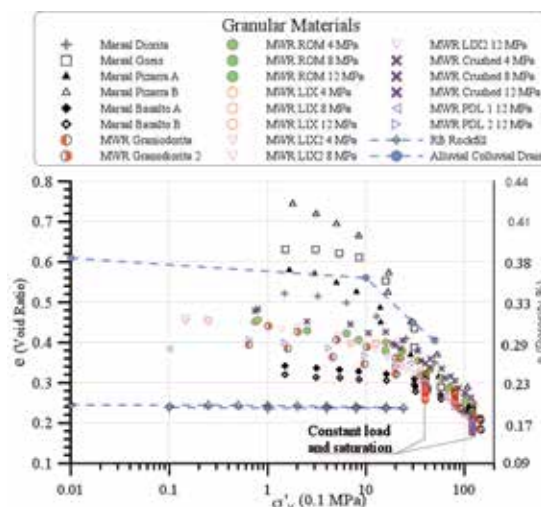


Figure 4: Oedometric compressibility of mine waste rock and gravel (Bard *et al.*, 2015)

earthquake conditions. Static analysis of downstream and centerline dams considers drained resistance of sands, assuming in practice a conservatively high phreatic level in the body of the dam. Post-earthquake analysis considers that sands located below the assumed phreatic level or saturation line have mobilized positive pore pressures and reached liquefaction. The ultimate undrained resistance value σ_u , as obtained in tests conducted on large deformations approaching steady-state or perfect plasticity conditions, is also considered conservatively for all sands located below the assumed phreatic line.

Even in cases not subjected to seismic stresses, undrained behaviour could be induced under special conditions; for example, if the dam is increased in height too rapidly to permit rapid dissipation of pore pressures. For large dams, this risk is mitigated by the hydraulic deposition of sands on the slopes by sectors, allowing time for proper drainage before proceeding to compaction. Another example of non-seismic event is the case of a large and sudden deformation of the foundation.

The validity of LEM applied to seismic analysis of tailings dams in the form of pseudo-static analyses has been questioned for decades, because of both the uncertain meaning of the FS obtained, and the choice of the pseudo-static seismic coefficients k_h/g or k_v/g themselves, which are used to determine the inertial forces that hypothetically represent the earthquake action. When this type of pseudo-static analysis is conducted, the regulatory agency in Chile for example MM (2007) requires a value of $FS \geq 1.2$. Nevertheless, in the case of major dams, either because of their height or because of the potential risk, a pseudo-static analysis may only be considered as an indicator.

Seed (1979) indicates that the pseudo-static method cannot be used when the loss of resistance of materials is above 15%. There is evidence suggesting that stability conditions of dams, analyzed using pseudo-static methods may be over-valued. The opposite case is also true, as some dams have performed adequately when submitted to high seismic accelerations.

The definition of seismic coefficients based on local experience has been reviewed every time large magnitude earthquakes have occurred. Experience in Chile shows that from the 1950s to the 1970s, seismic coefficients k_h used in the practice have

varied typically between 0.12 and 0.15. However, deeper knowledge of the country's seismology, as well as the pressure represented by the seismic risks associated with increasingly taller dams, have increased the values of k_h to a typical range of 0.15 to 0.18. Since the end of the 1960s, a large number of global studies and investigations have attempted to rationalize the selection of the seismic coefficient, which is generally required to refer to an acceptable deformation level. However, in most cases the final values or expressions have referred only to the maximum ground acceleration or PGA (Bray and Travasarou, 2011; Duncan *et al.*, 2014). The growing PGA values selected for design earthquakes shown in Figure 5 for Chilean projects makes applying these relationships to PGA questionable for earth dams, and especially for very tall dams.

In the cases shown in Figure 5, the value of PGA, and consequently the value of k_h , was increased almost four times the original value for the same project, which does not seem reasonable, since PGA occurs only for an extremely brief moment. It should therefore not be used as the only representative element of the earthquake, and even less so of the dynamic response of a structure like a sand dam, generally being more flexible with increasing heights.

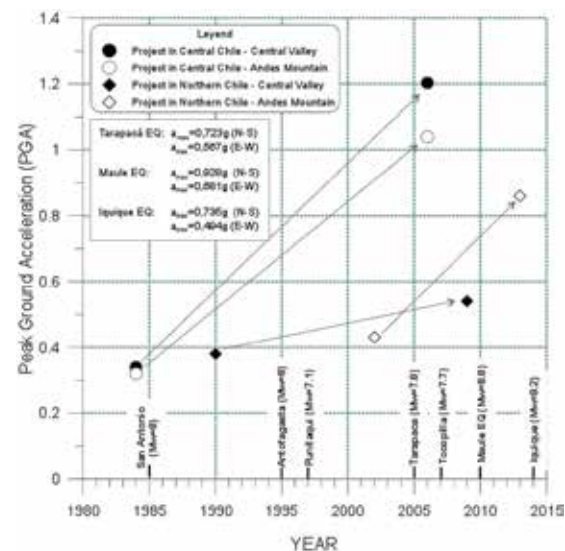
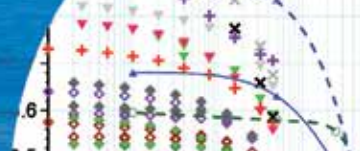


Figure 5: Example of design PGA value variations for the same site in the course of several years. Also included are the most relevant earthquakes recorded in Chile in the past 30 years.

The response of a dam to an earthquake depends not only on the type of soil and height of the dam, but also on the frequency and duration of the earthquake, on the dam's own resonance period, the dam's slopes and on its dynamic



characteristics, such as damping and shear modulus. Replacing all of these factors with a single factor or PGA is therefore an over-simplified approach.

Designers and researchers increasingly agree that use of LEM for seismic analysis of tailings dams is only justified for initial verifications or for small dams that do not represent high risk, provided that the analysis is complemented with an estimate of remnant deformations.

Simplified analyses to estimate seismic deformations

The simplified method of estimating deformations produced in a dam by an earthquake was first proposed by Newmark (1965), who compared the potentially sliding mass to the model of a block moving on a sloping plane. Applying the same model, Hynes-Griffin and Franklin (1984) estimated the accumulated deformation of the block using 348 records of horizontal earthquakes and 6 synthetic records. Similar procedures were used by Makdisi and Seed (1978), Sarma (1975), and Ambraseys (1960), who proposed curves that make it possible to obtain the remnant deformation u based on the ratio k_y/k_m . A comparison of these last proposals was presented by Seed (1979), who observed a low dispersion of average values.

Recently, Bray and Travasarou (2007, 2009, 2011) presented a probabilistic method to estimate accumulated deformations of an earth dam subjected to seismic action. Based on this method, they proposed a procedure for defining a seismic coefficient based on the response of the particular structure under analysis as a function of the level of remaining deformations considered acceptable. The method additionally takes into account the seismic moment M_0^1 of the design earthquake, spectral acceleration S_a , and the characteristics of the dam (height H , shear wave velocity of the material V_s). The procedure is supported by analyses of 688 records of 41 different major earthquakes, using a non-linear coupled stick-slip model, which includes uncertainty or probability in the estimate of the seismic displacements.

This method, while considering characteristics inherent to the particular earthquake and to the dam, as well as the *a priori* definition of an acceptable level of deformation based on a

¹Seismic moment is used to quantify the energy released by an earthquake using the scale of moment magnitude M_w .

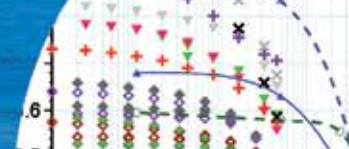
probabilistic criterion, could be used as an approximation for the analysis of deformations and stability of earth dams. However, the method requires a very elaborate analysis that is not justified, at least for dams of complex geometry and great height, since there are numerical methods that provide a more direct analysis of stability and deformations, as discussed below.

Numerical or “direct” methods of seismic analysis of dams

Numerical methods of analysis for stability, referred to as “Direct and Fundamental” according to ICOLD (1986), and discussed by Finn (1996), have become increasingly useful in recent decades, mainly for the analysis of dams of greater height or higher risk. These methods use numerical tools such as finite elements or finite differences. Descriptions of the methods, available software, and variations, have been discussed by Ozkan (1998), Finn (2000) and Marcuson *et al.* (2007).

One possibility for dynamic analysis of tailings dams involves a constitutive law based on a perfect elasto-plastic soil model with a failure criterion such as Mohr-Coulomb’s, an alternative frequently used in the analysis of tailings sand dams. This indicates that dynamic stresses that do not induce plastification of the material, do not induce dissipation of energy either. The dynamic equilibrium equations therefore include a Rayleigh-type damping, the value of which depends on the fundamental period of the dam. The shear resistance parameters of sands are obtained from triaxial tests, and the variation in rigidity can be deduced with hyperbolic data adjustment, as proposed by Duncan and Chang (1970), based on triaxial tests that cover the whole range of expected tensions in the dam. Properties of rigidity in the face of small deformations are obtained from special tests, such as resonating column, bender elements, or triaxial tests conducted on small deformations.

Although the perfect elasto-plastic constitutive model together with Mohr-Coulomb’s failure criteria do not permit relatively rigorous estimates of permanent shear and volumetric deformations prior to plastification of the material (maximum resistance), this model is generally adopted because it is a relatively simple constitutive model, capable of being implemented with relative ease, and more importantly, with full awareness of the values used in model



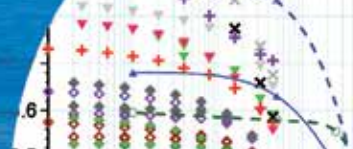
parameters and the model's limitations. In practice, the main reasons for using this model have been: a) more sophisticated models require more testing, which additionally require "unaltered" calibration samples, that frequently are not available during the design stages, when only a limited volume of samples from a pilot plant are obtainable; b) due to the dimensions attained by tall tailings dams, the range of confining pressures is quite wide, requiring the model to be capable of working within a wide range of pressures. This situation can be covered by the elastic-plastic model, using an appropriate variation of rigidity related to the confinement level; c) seismic stress induces complicated stress trajectories with stress-deformation responses not reproduced efficiently by alternative constitutive models; d) for the purpose of engineering design, use of a perfect elasto-plastic constitutive model and the Mohr-Coulomb failure criteria are sufficient to orient design, determine dynamic response of the structure, and evaluate deformations and safety, under static and seismic conditions.

One alternative for evaluating possible liquefaction of saturated sands and tailings is to assess the increase in pore pressures that will become manifest in the dam in a seismic event, using formulations proposed by Martin (1975) or Byrne (1991), which are calibrated using cyclic laboratory tests. These methods provide a good approximation but require an extensive set of laboratory test data within a wide range of stresses, calibration of which is not always feasible with a single equation governing the increase of in situ pore pressures. The tendency is, therefore, to prefer simpler but more conservative methods, such as evaluating stability on the assumption that the saturated zone below the assumed phreatic line develops 100% of the undrained resistance to large deformations, due either to cyclic mobility or to actual liquefaction.

There are some basic practical recommendations about the precautions to be taken in using numerical methods which are worth mentioning: i) adequate inclusion of Rayleigh's damping using the perfect elasto-plastic model; ii) appropriate selection of mesh dimensions, to permit transmission of the shear waves induced by the seismic event; iii) use of sufficiently wide dimensions in the model to keep borders from affecting dam response; iv) care in projecting the transfer of the seismic event defined at the surface (free field) to the basal rock under the dam wall;

v) verification that the model is capable of reproducing adequately the design acceleration spectrum in the free field; vi) verification that the level of deformation induced by the assumed earthquake is compatible with the level of rigidity and damping assigned to the sands; vii) adequate selection of the growth stages to be analyzed, given that the fundamental period of the dam varies in proportion to the increase in height; and viii) sound judgment in verifying the risk of topographic amplification and tri-dimensional effect due to the shape of the dam and topography of the project site zone.

Although numerical methods have improved greatly in recent times, they should not be used as the only design tool. Instead, they should be used to verify the seismic responses of the dam. This verification is becoming more and more necessary because maximum ground acceleration, duration, and frequency content of design earthquakes, even for the same location or site, have been increasing along with more complete knowledge of the seismicity and tectonics of the site under study, and moreover because of the trend to construct ever taller dams. In general, experience shows that, in many cases of downstream sand dams with healthy design criteria and preliminary stability verified by LEM and reasonable seismic coefficients, subsequent numerical direct methods only rarely have indicated conditions of global instability that could put good performance of the dam at risk. However, the numerical analysis has been important for identifying dam deformations in response to seismic stresses, eventually requiring adjustment of the crest to guarantee a minimum width and to provide the required design freeboard, especially in the closing stage. In very tall dams subjected to powerful earthquakes, these analyses can show deformations – generally in the direction of the slope – which may affect part of the dam crest, because one characteristic of non-cohesive soils such as low-FC sands is that potential slides would occur in an "infinite" slope. In such cases, the recommended course of action is to verify that such deformations, provoked by high magnitude earthquakes of low probability, do not affect more than 20 to 25% of the crest width. Although a common practice in many dams has been to accept minimum dam's crest width between 10 and 15 m, in the case of tall dams especially in seismic countries, the width of the unaffected portion of the crest should be no less than 15 to 30 m, depending on the



type of dam – downstream or centerline – and on the height of the dam and the risks visualized.

The methods discussed above estimate only deformations resulting from the change in effective stresses or in the stress deviator, and do not include deformations in non-cohesive granular soils due to the effect of vibrations (densification due to particles arrangements).

Swaigood (2003) and Bureau *et al.* (1985) have proposed curves to estimate total dam deformations, including those associated with changes in actual stress and those due to densification. These curves are based on the historical record of earth embankment and rockfill dams deformations during earthquakes of diverse magnitudes. Swaigood bases his proposal on the reports of 69 documented cases, although none of them exceeded a $PGA > 0.7g$. Bureau *et al.* (1985) define the concept of the Earthquake Severity Index ESI, which depends on earthquake magnitude and PGA at the site of the dam emplacement. In the case of the definition of the free board for a sand dam, the above methods could be used as a reference for the verification of the total settlement of the dam but taking in consideration that both methods were based on the data provided by earth embankments and rockfill dams analysis. It is of great interest for the development of the engineering of tailings sand dams to register the settlement of sand dams after each earthquake, in order to build up a set of evidences of the actual settlements of this specific type of dam.

The observational method in the operation of tailings dams

Unlike dams built to store water, tailings dams are constructed over a period of several years along with the operation of the mine. This is especially the case with tailings sand dams, in which the main construction material for the dam is obtained by cycloning the tailings obtained from the mineral flotation process. It is common therefore for a tailings deposit, and consequently the construction and operation of the tailings dam, to take several years or decades. The long construction period inserted into an industrial operation presents opportunities and challenges for the optimal performance of these dams, not only from the geotechnical point of view and that of overall stability, but also for operational ease, safety, and cost. The opportunities arise precisely from the long operation period, which, if adequately

planned, permits application of the observational method (Peck, 1980; Morgenstern, 1996). The observational method requires suitable instrumentation and control schemes for the periodic and sometimes continuous monitoring of the most important variables, such as static and dynamic piezometric levels, volumes of seepage flow, quality of water in drains, deformations in key points of the dam, and response of the dam to accelerations during earthquakes of some magnitude. In addition, the results obtained from instrumentation and from quality controls must be interpreted and analyzed periodically by geotechnical specialists.

Table 1 lists the geotechnical instrumentation that has been installed in tailings dams in Chile. Unfortunately, although some of the readings are available through the controller agency, this is not the case for interpretative analyses of the registers. The information provided by instrumentation should be complemented during dam construction and operation, and on occasion during the post-operation period, by geotechnical characterization tests of tailings sands whenever changes occur, either in the mineralogy of the tailings and in the sands produced, or in the quality of fines contained in the sands. Testing, both in laboratory and in the field, should determine, for example, possible variations of permeability and resistance of the sands, but also variation of in situ densities of the sands at different depths. Control and monitoring systems must be in place to ensure the adequate performance of these dams, to verify periodically compliance with design hypotheses, and to allow the timely introduction of any necessary modifications for their adequate performance in the medium and long term (Morgenstern, 1996). For tailings dams, the long term includes construction and operational time, post-operational period, and eventual closure within an undefined time horizon.

It is critical that the observational method relies on the participation of geotechnical engineers who can process and analyze information adequately and propose modifications when necessary. The observational method during a long construction and operational period is a valuable opportunity to correct construction procedures whenever necessary, to adapt design and construction to eventual changes in geotechnical characteristics of the materials, to optimize operation from the technical and economic points of view, and to introduce modifications that guarantee or even improve safety conditions of the tailings dam.

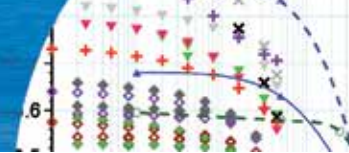


Table 1: Geotechnical instrumentation used in some of the dams (Illanes *et al.*, 2015)

Variable	El Cobre N° 4	Pérez Caldera N° 2	El Chinche	Las Tórtolas	Torito	Quillayes	Ovejería	El Mauro	Laguna Seca (*)
Flow volume, drainage S.	O	O	O	O	O	O	O	O	
Phreatic level/ PWP	C	N, V, C	C, V	C, V, F	V	C, V	C, V	C, F	F, FO
Settlements		S		E	S	S	S		E, I
Horizontal movement				E					I
Total stresses		CC							
Seismic acceleration		A		A	A	A	A	A	A
Dynamic PWP				FD		VD	VD	FD	FD

C: Casagrande piezometer, V: vibrating wire piezometer, F: fiber optics piezometer, O: weirs, A: accelerometers, E: strain gage, CC: load cell, S: hydraulic settlement gage, FD: dynamic response piezometer F, VD: dynamic response piezometer Vr, N: pneumatic piezometer, FO: distributed fiber (Ditemp), I: InSar

(*) Dam constructed using borrowed materials

Challenges presented by the long period of operation of tailings dams

Among the challenges posed by the long construction and operational periods of these types of dams are the continuity of the team in charge and the risk of failing to transmit complete design criteria and details, including the records of different designers during the operational period. The consequences of minimizing the importance of controls, and of favoring costs over technical aspects, can also be serious. These are not theoretical or speculative risks. Regrettably, the history of tailings dam failures shows that these are real risks that have caused many tailings dam failures, and consequently should not be underestimated. Mitigation measures must be developed from the time of conception of any tailings dam project.

There must be strict standards of operation and control implemented to mitigate the above mentioned risks. Such standards must be presented in a detailed Operating Manual and a complete Emergency Manual, and should be updated periodically. Responsibility for the continuous application of these manuals should rest, not only with the dam operating team but also with the upper organizational levels of the mining company, which should employ a

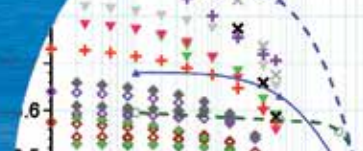
highly professional team for the purpose. The current trend adopted by some mining companies and recommended by Morgenstern (1996) and others (*e.g.* Martin *et al.*, 2002), is to employ independent professionals to inspect and supervise compliance with design criteria at all times, and ensure that any necessary modifications are undertaken in a timely manner. The following bodies should form part of the overall organization responsible for operation of the tailings dam, depending on the general upper management structure of the mining company:

A Corporate Department or internal Committee in charge of ensuring compliance with safety and environmental standards – specifically the management of mine waste – to meet both local and international regulations and those of the company itself as well as the recommendations of organisms such as the International Council for Metals and Mining ICMM, and the International Commission on Large Dams ICOLD.

A Tailings Management team, led by a competent professional with geotechnical knowledge, who reports not only to the concentrate plant operators – as is usual in many cases – but directly to the Corporate Department or Committee of the mine and to higher levels of company management. The Tailings Manager is generally responsible for operation of the whole deposit and the dam, including recovery of water from the deposit and drains and the pumping of water to the concentrate plant, as well as for dam and deposit instrumentation and controls. Eventually, operation, instrumentation, and controls can be subcontracted, but overall responsibility must be kept by the company.

A panel of external consultants, well-known specialists with wide experience in tailings deposits, that ideally participate in the project from the conceptual phase on, through detail engineering, start-up, and then during operation visiting the site at least once or twice a year. These professionals should report directly to upper corporate levels.

A Design Engineer, represented by an engineering firm or group of engineers with proven capacity and experience in tailings dams, in charge not only of design but also of general supervision, possible changes, or design improvements. In many cases the Design Engineer also acts as Engineer



of Record, this double responsibility presenting practical advantages, but also, in some special cases, it could bring some conflict of interests.

An Engineer of Record, represented by an engineering firm or group of engineers with wide geotechnical knowledge and experience in tailings dams, who would undertake periodic visits to the dam operation and issue a completely independent report on the condition of the dam once or twice per year, including clear recommendations for improvements to the procedures used, complementary studies on any critical aspects of the integral stability of the dam, or design modifications deemed necessary to ensure adequate performance of the works. In some cases the Engineer of record role is performed by specialists of the Design Engineer.

In a recent presentation, Priscu (2014) indicated that in an ideal organization, similar to the one described, there were at least 25 control activities that required analyses by experienced geotechnical engineers.

What can be foreseen in future developments of tailings dams and deposits?

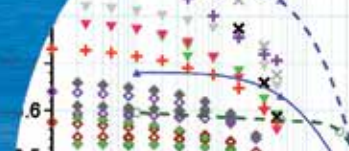
It has been clearly established that tailings sand dams constructed using the downstream and the centerline growth methods are indeed safe structures, provided they are adequately designed and operated. This conclusion also applies to very tall dams and dams subjected to high-magnitude earthquakes. Simultaneous with the development and optimization of construction and operating procedures for tailings sand dams, during the past three to four decades there have been significant efforts to develop new tailings disposal methods. These methods have had two main objectives stemming from two different incentives that may coincide in some of the solutions being developed: a) improving management of water inventories in the interior of deposits, to reduce the risk inherent in the large volumes of water the deposits could contain and b) increasing recovery of water from the deposit and/or from the tailings themselves before they arrive at the basin.

The most common measure to improve management of water for safety purposes has been, to the extent possible, to divert water not used in the transport of tailings into tunnels, auxiliary dams, canals, and pipelines. When

this is not possible, dams must be designed with enough freeboard, eventually associated with decant towers or auxiliary spillways to permit temporary storage of floodwaters that may reach the deposit. In case of a positive water balance, an auxiliary water retaining dam that could impound supernatant water remaining after tailings have settled and become consolidated, can help to maintain the lowest possible water inventory. Recently there have been proposals for the construction of separate deposits to increase the recovery of water from tailings: one deposit for sands discharged from the cycloning of 100% of the tailings, with sufficient permeability to allow recovery of excess water with relative ease; and a conventional deposit for slimes, preferably thickened to the extent permitted by available equipment. In this scheme, the deposit of sands does not require a dam. In Brazil a type of “dry sand stack” has been proposed following this general idea (Ávila, 2011).

Morgenstern (1996) referred to other depositing methods to recover water prior to the deposition of tailings, which might not require a major containment dam; he remarked: “The role of geotechnical engineering is not restricted to the design and construction of passive containment; it has much to offer in the development of new processes for waste management.” The same concept has been reconfirmed recently by the investigative committee on the failure of the Mount Polley dam in Canada (Morgenstern *et al.*, 2015).

In fact, in the last four decades, engineers have dedicated significant effort to the development of alternative solutions to the passive containment of tailings. These efforts have focused mainly on the development of thickened tailings and paste tailings using highly efficient thickeners (high density and deep cone types), as well as the development of much more efficient filters that could turn tailings into a solid form or “cake” that could be managed by conveyor belts or other massive transport systems. Up to now, these solutions have had relative success only for small daily productions, up to approximately 30000 metric tons of mineral treated per day TMPD. Recently, starting in 2010, two interesting experiences with thickened tailings disposal have been carried out in two different copper mines in the North of Chile for daily production of more than 100000 TMPD each. In both cases, there were serious problems due to the failure to predict the characteristics of the paste when deposited in such large volumes, mainly regarding the



deposition slopes and the efficiency of thickeners. There were also problems with the changes of the characteristics of the thickened tailings flows. These problems have not yet been fully resolved even after considerable delays in the startup of the projects and investment in new equipment and new site preparation. These two courageous projects certainly will allow a more accelerated development of these technologies. Future detailed analysis of these two major tests of the thickened tailings disposal in two large operations will be of great importance for the development of this technology.

In order to overcome the uncertainties involved in a thickened tailings solution for a large copper project with production of over 120000 TMPD, an interesting idea has been proposed by consultant Andrew Robertson during the feasibility study for this project: to consider a “Conventional Impoundment & Thickened Tailings” or CITT in which uncertainty about the behaviour of thickened tailings would be resolved by beginning a conventional deposit with a dam constructed out of borrowed materials and/or sands. The dam could then reduce its rate of growth as thickeners developed greater levels of efficiency, including use of future equipment with a higher thickening capacity. In this case it has been critically important to predict the amount of water recovery to be attained in moving from conventional deposition to thickened tailings, to ensure the volume of flow of fresh water required by the concentrate plant.

In the case of filtered tailings the possible construction of the Rosemont project in the USA would be an opportunity to verify the operation of a major tailings filtering system and the deposition of the tailings “cake” for a production of 75000 TMPD (Newman *et al.*, 2010). As the problems of the use of these technologies for large productions are not fully resolved, basic research is still needed on the rheology of thickened tailings and paste, and further equipment such as thickeners, filters and pumps needs to be perfected or developed. Also, the very large and relatively shallow deposits of paste or filtered tailings will have to be deposited in relatively flat areas not always available in mountainous regions where many large mines are located. The vulnerability of these extremely large deposits to intense rains and earthquakes must also be investigated.

In the conventional tailings deposits, there is also room for the investigation of different possible methods that could

accelerate the consolidation of deposited tailings and slimes, turning a low density, semi-viscous material into a more solid mass, eliminating the risk posed by an easily flowing material at the same time water recovery is increased. Possible methods such as combination of drains and vacuum pumps, electro-osmosis, use of chemicals, and eventually even bacterial treatments should be investigated among others.

Finally, the alternative of depositing tailings in the ocean cannot be left out. This may represent the definitive solution not only for current operations, but also for the closure of large tailings deposits in many mining countries, especially Chile and Peru. It will be necessary to study this alternative in detail by conducting complete technical, economic, and environmental feasibility studies.

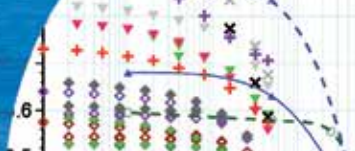
Final comments and conclusions

Tailings dams are built and operated over a considerable period of time, thus presenting clear opportunities to apply the observational method in order to improve and optimize construction and operation. A suitable instrumentation network and control system must be implemented from the beginning of construction and up through the post operation and closure periods. Periodic analysis of the collected information has to be carried out by experienced geotechnical engineers.

The extremely long life cycle of tailings dams presents an important challenge for the management of the tailings deposit and of the dam, or dams, containing those tailings and slimes, due to the frequent turnover in personnel and organizational management. This runs the risk of original design criteria being misinterpreted or ignored, of monitoring and control schemes being reduced or interrupted, eventually due to operational costs cut. A long term corporate policy must be put in place to ensure continuity of appropriate management.

The current international trend is for tailings management to report directly to the highest level in the mining company and to have a periodic independent audit of the operation by a panel of experts, the design engineer, and the Engineer of Records, which should conduct a complete analysis of the tailings deposit and tailings dam at least once a year.

Although engineers have been dedicating considerable effort to the development of alternative technologies to



the conventional deposition of tailings, such as thickened and filtered tailings – an effort that continues today with a sense of urgency – the fact is that many tailings sand dams, downstream and centreline, have been built in the last four or five decades with sound design principles, and many others will be built in the next years, all of them under operation or just finishing operation. The study of their performance, as well as the research on different aspects related to the physical, chemical, and geotechnical characteristics and behaviour of tailings, slimes, sand and gravel or rock-fill, must continue in order to ensure adequate performance in the long term, including closure.

The important development of the metallic mining industry in the last two decades, the continuous growth expected in the near future, and in consideration of the increasing restrictions on large tailings deposits on land, studies and research on thickened and paste tailings as well as filtered tailings have to continue. The same is valid with regard to a possible disposal of tailings in the ocean. This last alternative could become an adequate solution, if feasible from the environmental point of view, considering the huge volumes of tailings already accumulated and it will continue being accumulated in all mine countries. Only in Chile more than 2.5 Mt of tailings need to be deposited daily.

Acknowledgements

The author wishes to acknowledge the support given by ARCADIS Chile and especially the collaboration and contributions of Jaime Urquidi in the preparation of this document. The authors also wish to express their thanks for the valuable comments and recommendations received from Ingo Fox, Arsenio Negro, Ricardo Nicolau, Caius Priscu, Jorge Troncoso and Ramon Verdugo. This paper is partially based on the Casagrande Lecture presented by the author in November 2015 (Valenzuela, 2015).

References

Ambraseys, N.N. (1960). The seismic stability of earth dams, *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, Vol. 2, 1345-1363

Ávila, J. (2011). The drained stacking of granular tailings: a disposal method for a low degree of saturation of the tailings mass. *Proceedings of Tailings and Mine Waste*, Vancouver

Bard, E., Campaña, J., Valenzuela, L., Figueroa, A. and Marilao, P. (2015). Mine waste rock and riverbed materials at high pressures; applications for high waste rock dumps and high tailings dams design. *XV Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Buenos Aires

Bard, E., Campaña, J., Torres, P., Valenzuela, L. y Cifuentes, L. (2014). Comportamiento de arenas a altas presiones de confinamiento: comparación entre arenas de relaves y naturales. *VIII Congreso Chileno de Geotecnia*, Santiago

Bard, E., Anabalón, M. and Campaña, J. (2012). Waste rock behavior at high pressures: dimensioning high waste rock dumps. In *Multiscale Geomechanics*, ed. by P.-Y. Hicher, ISTE/Wiley, 86-112

Bard, E., Campaña, J., Anabalón, M. and Apablaza, R. (2007). Waste rock behavior under high pressures. *XIII Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Venezuela

Bray, J.D. and Travararou, T. (2011). Pseudostatic slope stability procedure. *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Santiago

Bray, J.D. and Travararou, T. (2009). Pseudostatic coefficient for use in simplified seismic slope stability evaluation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 135(9), 1336 – 1340

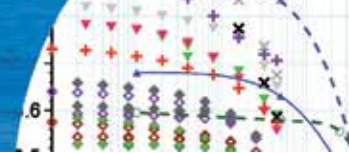
Bray, J.D. and Travararou, T. (2007). Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133(4), 381 – 392

Bureau, G., Volpe, R.L. Roth, W.H. and Udaka, T. (1985). Seismic analysis of concrete face rockfill dams. *Proceedings of the Symposium on Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance*, ASCE, 479 – 508

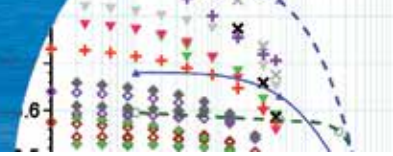
Byrne, P.M. (1991). A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand. *Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 47-55

Colliat-D'Angus, J.L. (1986). *Comportement des matériaux granulaires sous fortes contraintes. Influence de la nature minéralogique du matériau étudié*. Doctorate thesis Université Scientifique et Médicale de Grenoble

Duncan, J., Wright, S.G. and Brandon, T.L. (2014). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons, 2nd edition



- Duncan, J.M. and Chang, C.M. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division* **96**-SM5, 1629-1653
- Finn W.D.L. (2000). State of art of geotechnical earthquake engineering practice. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **20**(1), 1-15
- Finn, W.D.L. (1996). Seismic design and evaluation of tailings dams: state of the art. *Proceedings International Symposium on Seismic and Environmental Aspects of Dams Design: Earth, Concrete and Tailings Dams*, ICOLD – ISSMFE, Chilean Geotechnical Society, 7-34
- Hynes-Griffin, M.E. and Franklin, A.G. (1984). Rationalizing the seismic coefficient method. U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper GL-84-13
- ICOLD (1986). Earthquake analysis procedures for dams – state of art. Bulletin 52
- Illanes, J., Urquidi, J., Figueroa, A., Campaña, J. and Morales, F. (2015). Geotechnical instrumentation in tailings sand dams. *XV Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Buenos Aires
- Makdisi, F.I. and Seed, H.B. (1978). Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **104**(7), 849-867
- Marcuson, W.F., Hynes, M.E. and Franklin, A.G. (2007). Seismic design and analysis of embankment dams: the state of practice. *Proceedings of the 4th Civil Engineering Conference in the Asian Region*, Taipei
- Marsal, R. y Resendiz, D. (1975). *Presas de tierra y enrocamiento*. Editorial Limusa, 221-267
- Marsal, R. (1977). Research on granular materials (rockfill and soil-gravel mixtures). Universidad Nacional Autónoma de México
- Martin, T.E, Davies, M.P., Rice, S., Higgs, T. and Lighthall, P.C. (2002). Stewardship of tailings facilities. Mining, Minerals and Sustainable Development No. 20. International Institute for Environment and Development
- Martin, G.R. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **101**(5), 423-438
- MM (2007). Decreto Supremo N° 248. Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves. Ministerio de Minería de Chile
- Morgenstern, N., Van Zyl, D. and Vick, S.G. (2015). Independent expert engineering investigation and review panel. Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach
- Morgenstern, N.R. (1996). Geotechnics and mine waste management. Keynote Lecture, In *International Symposium on Seismic and Environmental Aspects of Dams Design: Earth, Concrete and Tailings*
- Murthy, T. Loukidis, D. Carrasco, J. Prezzi, M. and Salgado, R. (2007). Undrained monotonic response of clean and silty sands. *Géotechnique* **57**(3), 273-288
- Newman, L. Arnold, K. and Wittwer, D. (2010). Dry stack tailings design for the Rosemont Copper project. *International Conference on Tailings and Mine Waste*, Vol. 10, 315-326
- Newmark, N. (1965). Effects of earthquake on dams and embankments. *Géotechnique* **15**(2), 139-160
- Ozkan, Y. (1998). A review of considerations on seismic safety of embankment and earth and rock-fill dams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **17**(7), 439-458
- Peck, R.B. (1980). Where has all the judgement gone?. The 5th Laurits Bjerrum Memorial Lecture. *Canadian Geotechnical Journal* **17**(4), 584-590
- Priscu, C. (2014). Conceptos de seguridad de los depósitos de relaves y posición de Anglo American al respecto. Presentación interna ARCADIS Chile
- Sarma, S.K. (1975). Seismic stability of earth dams and embankments. *Géotechnique* **25**(4), 743-761
- Seed, H.B. (1979). Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. *Géotechnique* **29**(3), 215-263
- Swaigood, J.R. (2003). Embankment dam deformations caused by earthquakes. *Proceedings of the Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Christchurch, New Zealand
- Valenzuela, L. (2016). Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailings sand dams in Chile. *Obras y Proyectos* **19**, 6-22.
- Valenzuela, L. (2015). Tailings dams and hydraulic fills. Casagrande Lecture, *XV Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Buenos Aires, Argentina



Valenzuela, L. (2004). Stability issues in natural and man-made slopes in mining. *Landslides: Evaluation and Stabilization*, Brazil, 467-473

Valenzuela, L., Bard, E., Campaña, J. and Anabalón, M. (2008). High waste rock dumps – challenges and developments. First International Seminar on the Management of Rock Dumps, Stockpiles and Heap Leach Pads, Australia, 65-78

Verdugo, R. (1983). *Influencia del porcentaje de finos en la resistencia cíclica de arenas de relaves*. Engineering degree thesis, P. Universidad Católica de Chile



CONSTRUCTORA
LANCUYEN

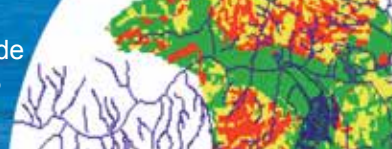
LANCUYÉN ESTÁ PRIMERO.

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.





Metodología para evaluación de riesgo por flujo de detritos detonados por lluvia: caso Útica, Cundinamarca, Colombia

Methodology for debris flow risk assessment triggered by rainfall: Utica case study, Cundinamarca, Colombia

Fecha de entrega: 21 de junio 2016

Fecha de aceptación: 2 de noviembre 2016

Amanda Sepúlveda B., Jaime Patiño Franco y Carlos E. Rodríguez Pineda

Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Carrera 7 N° 40-62, Bogotá D.C., Colombia, amanda.sepulveda@javeriana.edu.co, jaime.patino@javeriana.edu.co, crodriguezp@javeriana.edu.co

Los flujos de detritos son uno de los procesos de remoción en masa más destructivos en todo el mundo, dado que se generan en las zonas montañosas y se depositan en abanicos aluviales o llanuras aluviales ocupadas por asentamientos humanos, como ocurre en el caso de aplicación de esta investigación: Útica, en Cundinamarca, Colombia. En el presente trabajo se realiza una metodología para la evaluación de riesgo por flujo de detritos detonados por lluvia. En primera instancia se emplean sistemas de información geográfica para evaluar las zonas susceptibles a generar flujo de detritos, mediante el método de relación de frecuencias y considerando como factores detonantes la pendiente, litología, cobertura, curvatura y espesor del estrato superficial. La amenaza en zona de la cuenca se evalúa a través de umbrales de lluvia detonante y el mapa de susceptibilidad. Para la simulación del flujo de detritos se emplea el modelo matemático FLO-2D, determinando para cada periodo de retorno, el área de inundación y las profundidades y velocidades máximas del flujo sobre las potenciales zonas de depositación. Con los resultados de la simulación se realiza el mapa de amenaza en función de la intensidad del evento y la frecuencia de ocurrencia. La vulnerabilidad se determinó a partir de los índices de exposición y de resistencia, que son un indicativo del grado de exposición de las edificaciones y su comportamiento ante el evento amenazante. El riesgo de las edificaciones se plantea como una función de la amenaza, vulnerabilidad y el costo asociado al elemento expuesto.

Palabras clave: flujo de detritos, susceptibilidad, amenaza, vulnerabilidad física, índice de exposición, índice de resistencia, lluvia máxima, modelación matemática, caudal líquido, volumen de sedimentos, riesgo

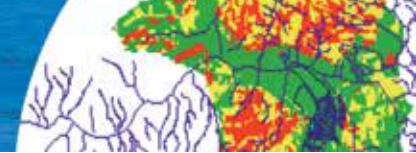
Debris flows are one of the landslide mass processes more destructive worldwide, as they are generated in mountainous areas and deposited in alluvial fans or floodplains occupied by human settlements, as the application case of this research: Utica, Cundinamarca, Colombia. In this paper a methodology for risk assessment by debris flow triggered by rain is carried out. In the first instance, geographical information systems are used to assess susceptible areas to generate debris flow by the method of frequency ratio and considering triggering factors such as slope, lithology, coverage, curvature and thickness of the surface layer. Hazard basin area is evaluated through thresholds of trigger rain and susceptibility map. For the simulation of debris flow the mathematical model FLO-2D was used, determining for each return period flood area and maximum depths and flow velocities on potential areas of deposition. With simulation results the hazard map based on the intensity of the event and the occurrence frequency is performed. The vulnerability was determined from the indices of exposure and resistance, which are indicative of the degree of exposure of buildings and threatening behaviour before the event. Risk of buildings is presented as a function of hazard, vulnerability and the associated cost to the exposed element.

Keywords: debris flow, susceptibility, hazard assessment, physical vulnerability, exposure index, index of resistance, rain peak, mathematical modelling, liquid flow rate, volume of sediment, risk

Introducción

La región andina es un territorio susceptible a la ocurrencia de deslizamientos y flujos de detritos. En zonas húmedas

predominan los deslizamientos, mientras que en zonas secas con menores precipitaciones y suelos desnudos o con escasa vegetación, predominan los flujos de detritos.



La susceptibilidad a los flujos de detritos prima en los valles interandinos de Colombia, Perú, Ecuador y Bolivia, inclusive en zonas con muy pocas lluvias, pero con suelos desnudos o con poca vegetación como las vertientes del altiplano en Bolivia y del Pacífico de los Andes en Perú. Aunque en los cuatro países hay registros de impactos asociados con deslizamientos y flujos de detritos, la pérdida de vidas y viviendas por los segundos es comparativamente mayor en Colombia y Perú (Comunidad Andina, 2009).

La localización geográfica de Colombia en la región circumpacífica, en el punto de convergencia de tres placas tectónicas, a la vez que dentro de la zona intertropical, y el asentamiento de su población en la zona andina, la más inestable; hacen de este país Suramericano un escenario ideal para el estudio de la erosión, los procesos de remoción en masa, los terremotos y otros desastres de origen natural (Comunidad Andina, 2009).

De acuerdo con el estudio de amenaza realizado por Montero (1997), en el que recopila los movimientos en masa más importantes de Colombia desde la prehistoria, incluyendo los catastróficos, se concluye que el 40% de dichos eventos han involucrado flujos de detritos. El 30 % de los flujos de detritos estudiados fueron catastróficos con grandes pérdidas de vidas humanas y pérdidas económicas cuantiosas.

Según los estudios realizados por Castellanos y González (1996), las causas de los eventos desastrosos (inundaciones, deslizamientos, avalanchas), son en un 96% meteorológicas. El 56% de estas causas se presentan por lluvias prolongadas o periodos lluviosos, el 37% por lluvias intensas de corta duración y en un menor porcentaje los huracanes.

En el reporte de emergencias obtenido el 16 de febrero de 2014 (SNGRD, 2014), en Colombia entre el 6 de mayo de 1998 al 7 de octubre de 2011 se han registrado 230 muertos, 195 heridos y 73 desaparecidos producidos por flujos de detritos y lodos ocurridos en diferentes regiones del país. Los antecedentes históricos de daños y muertes por flujos de detritos ocurridos en el país, sumado al gran crecimiento de la población, propiedades y actividades económicas ubicadas en el abanico aluvial de las quebradas, hacen necesario determinar el riesgo asociado a estos flujos e implementar medidas de mitigación que lo disminuyan.

Caso de estudio

Se ha tomado la cuenca de la Quebrada la Negra y el Municipio de Útica como caso de aplicación para la metodología propuesta, ya que en las laderas de dicha quebrada históricamente se han originado flujos de detritos de diferente intensidad, y la cabecera municipal ha sido afectada en diferentes ocasiones por dichos procesos, que han producido grandes pérdidas económicas y de vidas humanas. En la cuenca de la Quebrada La Negra las áreas de bosque han venido siendo reemplazadas aceleradamente por diferentes cultivos como caña, yuca y café, los cuales contribuyen a la alteración del material parental, constituido por rocas de origen sedimentario, de naturaleza arcillo arenosa, altamente deleznable y muy fracturadas, debido a que están localizadas en bloques o cuencas, limitadas entre sí por grandes fallas.

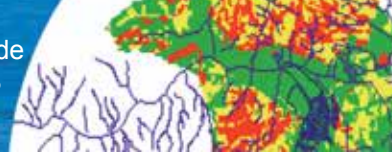
La alteración y degradación de la roca parental favorece el desprendimiento de los suelos superficiales de las laderas. Debido a las altas pendientes se facilita el transporte de materiales para alimentar la carga de sedimentos de los afluentes y de la Quebrada la Negra. Por su carácter torrencial, se tiene un alto potencial de arrastre de materiales, habiéndose originado en épocas de invierno flujos de detritos que se depositan en la población de Útica y causan daños en viviendas y afectación de la población.

La región para establecer el riesgo por flujo de detritos, abarca el abanico aluvial donde se localiza el casco urbano de la población de Útica en el departamento de Cundinamarca, está a 119 km de Bogotá D.C y al noroccidente de la misma, con una altitud de 497 msnm. Geográficamente Útica está delimitada en los 5°11'36,28" de latitud norte y 74°28'48,25" de longitud oeste, según el sistema de coordenadas WGS84.

La cuenca de la Quebrada La Negra está conformada por macizos rocosos de resistencia intermedia; Formaciones Útica, Socotá, Capotes, Hiló, Lidita Inferior, Nivel de Lutitas y Arenitas y por macizos rocosos de baja resistencia; Formación Trincheras y Grupo Guaguaquí (CAR, 2013).

Metodología para la evaluación de la amenaza Escalas

El área mínima de una Unidad de Cálculo de Terreno -



UCT, para realizar operaciones en SIG a escala adecuada, depende de la resolución espacial de los mapas. La UCT para efectos de cálculo es una unidad cuadrada, el tamaño de la unidad de cálculo de terreno está dada por la Tabla 1.

Tabla 1: Dimensiones de las unidades de cálculo del terreno

Escala de referencia	Dimensiones del pixel elemental – UCT	
	Longitud, m	Área, m ²
1:X	X/1000	X ² /10 ⁶
1:250.000	250	62500
1:100.000	100	10000
1:25.000	25	625
1:5.000	5	25

Para este estudio, el tamaño de la celda (pixel) es de 10 m que corresponde a 100 m² y, las evaluaciones en el área urbana se realizarán con escala 1:5.000.

Factores condicionantes

Los factores condicionantes seleccionados para la evaluación de la susceptibilidad, corresponden a las siguientes variables:

- *Pendiente y la naturaleza de los materiales geológicos (litología).* Estas variables son los dos factores físicos que se consideran los componentes imprescindibles para evaluar la susceptibilidad de los movimientos de ladera (García y López, 2005). Han sido las más empleadas en la evaluación de susceptibilidad, habiendo sido incluidas de manera simultánea por Esper (2011, 2012, 2014), Moreiras (2004, 2009), Cardozo (2013), Gómez *et al.* (2013), Fídel y Zavala (2013), Mardones y Vidal (2001), entre muchos otros.
- *Cobertura y uso del suelo.* De acuerdo con Acosta (2006), esta variable incide significativamente en la aparición de flujos de detritos. Remondo (2001) y Haigh *et al.* (1988) comprobaron que esta variable es importante en el análisis de susceptibilidad.
- *Curvatura.* La curvatura es un factor determinante en la aparición de flujos de detritos porque refleja las áreas en las que los residuos tienden a acumularse (Blais-Stevens y Behnia, 2016). La curvatura controla las zonas de acumulación o propagación de agua, lo que influye directamente en el grado de humedad y/o saturación del suelo y por ende, en la generación de flujos de detritos (Náquira, 2014).

Análisis de susceptibilidad

El análisis de susceptibilidad a la ocurrencia de flujo de detritos se obtuvo con la aplicación del método estadístico bivariado de relación de frecuencias. Esto corresponde a la razón aritmética entre el número de pixeles de clase (para cada variable) que es afectada por flujos de detritos y el área total de la clase, de la variable considerada. Los valores de la relación de frecuencia indican el nivel de correlación entre la ocurrencia de los flujos de detritos y las variables consideradas. De esta manera, para valores de relación de frecuencias F_r mayores que 1, la correlación entre la ocurrencia de flujos de detritos y las variables consideradas, es alta, mientras que valores de F_r menores que 1 indican una baja correlación (Esper, 2011).

La relación de frecuencias F_r se calcula con la expresión (1) de Bonham-Carter (1994):

$$F_r = \frac{\frac{N_{pix}(FD)}{N_{pix}(FDt)}}{N_{pix}(A)} \quad (1)$$

donde $N_{pix}(FD)$ es el número de pixeles que contienen flujos de detritos en la clase de la variable temática, $N_{pix}(FDt)$ es el número de pixeles totales que contienen flujos de detritos, $N_{pix}(A)$ es el número total de pixeles para la clase de la variable considerada, $N_{pix}(At)$ es el número total de pixeles dentro de la zona de estudio. El índice de susceptibilidad a la ocurrencia de flujos de detritos ISFD de cada celda, se obtiene mediante la expresión (2).

$$ISFD = \text{litología}_r + \text{curvatura}_r + \text{pendiente}_r + \text{cobertura}_r + \text{espesor del estrato}_r \quad (2)$$

Donde litología_r es el coeficiente F_r de la variable litología; curvatura_r es el coeficiente F_r de la variable curvatura; pendiente_r es el coeficiente F_r de la variable pendiente y así sucesivamente.

Para el mapa susceptibilidad por flujo de detritos obtenido de la cuenca en estudio y mostrado en la Figura 1, los rangos fueron establecidos por el método de Cuantil, para las tres categorías de bajo, medio y alto, utilizando el Sistema de Información Geográfica Arcgis.

El área de estudio posee 168 flujos de detritos inventariados.

Para el análisis de susceptibilidad se emplearon 120, el resto fueron separados de la evaluación para verificación espacial del mapa de susceptibilidad realizado. Para la validación de la predicción, los 48 flujos restantes se superpusieron en el mapa de susceptibilidad obtenido, quedando el 83.30% de los movimientos en zona de susceptibilidad alta, 14.53% en susceptibilidad media y 2.17 % en susceptibilidad baja.

Esta clasificación de los flujos de detritos para validación, en los niveles de susceptibilidad definidos, indica el grado de predicción del método propuesto. De esta forma, cuando la mayor parte de los movimientos quedan clasificados en rangos de susceptibilidad bajos, indicará que el método no ha reproducido las condiciones de inestabilidad; de otra parte, si los flujos de detritos se localizan en rangos altos, esto denotará un mejor ajuste de la predicción. Dado que la mayoría de los movimientos empleados en la validación quedan clasificados en nivel alto de susceptibilidad, este es un indicador del buen ajuste de la predicción (83.30 %).

La lluvia como evento detonante de flujo de detritos

El desarrollo metodológico pretende la determinación de umbrales de lluvias críticas como factor detonante de flujos de detritos, e integrarlas con el mapa de susceptibilidad para así generar un modelo de pronóstico en tiempo real de amenazas por flujo de detritos. Se determinan inicialmente los umbrales de lluvia crítica detonante de flujo de detritos mediante los desarrollos teóricos propuestos por Mayorga (2003) y los resultados se contrastan con la propuesta de Kanji *et al.* (1997, 2001).

Mayorga (2003) propuso el método de Lluvia Crítica para la determinación de los umbrales de lluvias detonantes de deslizamientos, la cual se basa en el análisis de la precipitación acumulada o antecedente de días previos a la ocurrencia del evento, y está formulada en términos probabilísticos.

Por su parte, Kanji *et al.* (1997, 2001) establecieron umbrales de lluvia detonantes de flujos de detritos con un inventario de deslizamientos en diferentes regiones de Latinoamérica, donde predominan los suelos residuales, incluyendo procesos de flujos en Colombia.

Para evaluar la lluvia como evento detonante de

deslizamientos empleando la metodología de Mayorga (2003) deben seguirse la secuencia que se relaciona a continuación:

Análisis de la lluvia antecedente – larga duración

Se deben identificar las estaciones pluviométricas en la zona de influencia de la cuenca en estudio y obtener los registros de precipitación diaria antecedente a uno o varios eventos históricos de flujo de detritos (hasta los 3 a 6 meses anteriores).

Realizar la gráfica de la lluvia acumulada para cada evento, donde el eje de abscisas corresponda a la duración en días y el eje de ordenadas corresponda a la precipitación acumulada en mm. Se toma como inicio el día en que ocurrió el evento de flujo de detritos; la curva debe realizarse de forma regresiva hasta obtener periodo seco, donde la precipitación sea cero, punto que determina la precipitación acumulada.

Se emplea el modelo de regresión logística (3) para establecer la relación entre la lluvia acumulada y la lluvia evento y definir el umbral de lluvia detonante.

$$P_i = \frac{1}{1 + e^{-(\beta_0 + \beta_1 X_1 + \dots + \beta_p X_p)}} \quad (3)$$

Posteriormente, los umbrales establecidos por Kanji *et al.* (1997, 2003) (Figura 2), se comparan con los periodos de retorno establecidos en las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia, para la cuenca la Quebrada La Negra, con el fin de determinar el periodo correspondiente al detonante de precipitación.

Frecuencia de ocurrencia de lluvias

Kanji *et al.* (1997, 2001) encontraron que importantes deslizamientos ocurren con altos valores de precipitación en largos periodos de tiempo, que van de días a semanas y los flujos de detritos ocurren con gran intensidad de precipitación en pocos periodos de tiempo, después de un periodo precedente de lluvias que podría ser de baja intensidad. Los umbrales establecidos por Kanji *et al.* (2003) y mostrados en la Figura 2, se compararon con los periodos de retorno establecidos en las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia, para la cuenca la Quebrada La Negra, con el fin de determinar el periodo correspondiente al detonante de precipitación.

Al estudiar la Figura 2 se establecen los umbrales de precipitación como detonante de flujo de detritos, para el caso de la cuenca Quebrada La Negra en Útica (Cundinamarca). Los umbrales de lluvia detonante establecidos para la cuenca la Quebrada La Negra con base en las curvas de Kanji, se presentan en la Tabla 2.

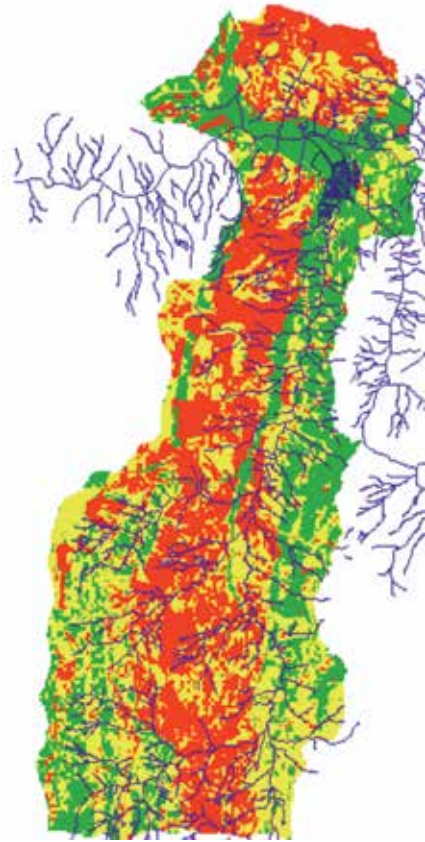


Figura 1: Mapa de la susceptibilidad de flujo de detritos en la cuenca Quebrada La Negra en Útica, Cundinamarca

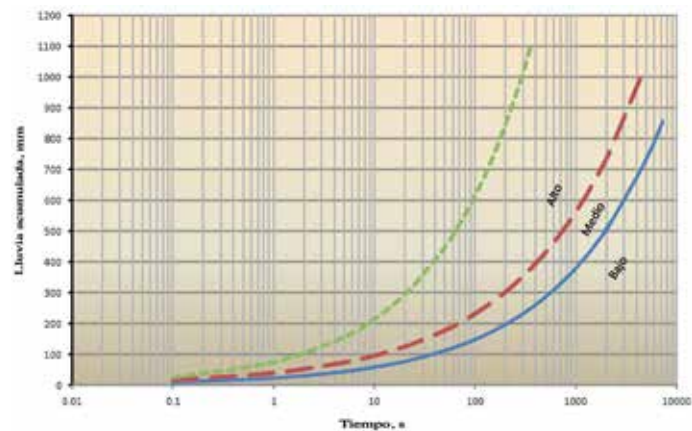


Figura 2: Lluvia acumulada versus el tiempo detonante del flujo de detritos y grandes deslizamientos (modificado de Kanji *et al.*, 1997, 2003). La línea inferior TL representa un umbral para remociones en masa

Tabla 2: Umbrales de precipitación como detonante de flujo de detritos en la Quebrada La Negra

Umbral de precipitación acumulada, mm	Clase
< 470	Bajo
470 – 700	Medio
>700	Alto

Con el mapa de susceptibilidad de la cuenca y los umbrales de precipitación se obtiene el mapa de amenaza de la cuenca mostrado en la Figura 3.

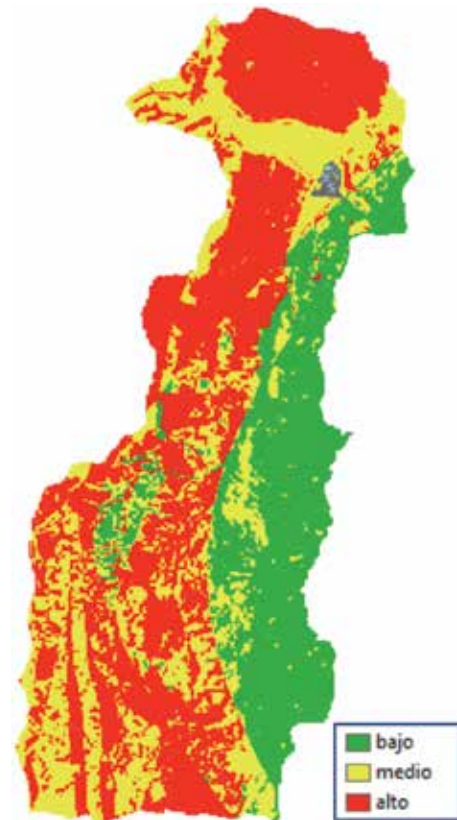
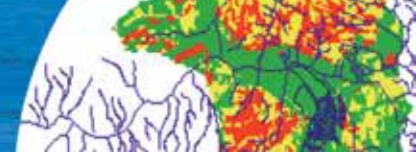


Figura 3: Mapa de amenaza de la cuenca Quebrada La Negra en Útica, Cundinamarca

Modelación matemática del flujo de detritos

Los flujos de detritos son movimientos complejos que no pueden representarse por medio de los métodos que se aplican comúnmente para fluidos como el agua. Esto se debe a que la alta concentración volumétrica hace que estos fluidos se comporten como fluidos no-Newtonianos, en los que es necesario que actúe un esfuerzo superior a un determinado esfuerzo crítico, para que el fluido se ponga



en movimiento (Valderrama, 2006). Según O'Brien *et al.* (2006), el FLO-2D es un modelo de diferencias finitas en dos dimensiones que simula inundación de agua limpia, flujos de lodo y flujos de detritos en los abanicos aluviales y llanuras de inundación urbanas. El programa transita el volumen del flujo a través de una serie de celdas sobre la llanura de inundación o a través de segmentos para flujo canalizado. La propagación del flujo es controlado por la topografía y la resistencia al flujo. El tránsito en dos dimensiones se logra a través de integración numérica de las ecuaciones de movimiento y conservación del volumen del fluido, bien sea para inundación o para flujo de detritos.

Ecuaciones de gobierno

Las ecuaciones generales constitutivas son la ecuación de continuidad y las ecuaciones de movimiento (ecuación de momentum de onda dinámica). En general, la extensión de los flujos de detritos predomina más que su altura en la escala, y la translación predomina sobre la rotación. Es razonable asumir que las ecuaciones de gobierno pueden ser integradas a lo largo de la profundidad. En un sistema de coordenadas fijo (x,y,z) con z en sentido opuesto a la dirección de la gravedad, las ecuaciones de gobierno pueden ser reducidas a las relaciones con la profundidad promedio en el plano $x-y$.

La expresión (4) corresponde a la ecuación de continuidad.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} V_x + \frac{\partial h}{\partial y} V_y = i \quad (4)$$

Las ecuaciones bidimensionales de movimiento están dadas por:

$$S_{\hat{x}} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_x}{\partial y} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t} \quad (5)$$

$$S_{\hat{y}} = S_{oy} - \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_y}{\partial y} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_y}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_y}{\partial t} \quad (6)$$

Donde h es la profundidad del flujo.

V_x y V_y son las componentes de la velocidad a profundidad media a lo largo de los ejes coordenados x y y . Los excesos de intensidad de lluvia i pueden ser diferentes de cero sobre la superficie del flujo, los componentes de la pendiente

de fricción $S_{\hat{x}}$ y $S_{\hat{y}}$ se consideran como una función de la pendiente del canal S_{ox} y S_{oy} , el gradiente de presiones y la aceleración convectiva y local. Una aproximación de la onda difusiva para las ecuaciones de movimiento se define despreciando la última de las tres componentes de aceleración. De igual manera, a partir de la ecuación de momentum, se obtiene una representación de la onda cinemática eliminando el término gradiente de presión. La opción de seleccionar la onda difusiva o la onda dinámica está disponible en el programa FLO-2D (O'Brien *et al.*, 1993).

Módulo reológico

El comportamiento reológico de los flujos de sedimentos hiperconcentrados envuelve la interacción de varios procesos físicos complejos. El comportamiento no Newtoniano es controlado en parte por la cohesión entre los sedimentos finos de partículas. Esta cohesión contribuye al esfuerzo de cedencia τ_y , que debe ser sobrepasado por un esfuerzo aplicado a fin de iniciar el movimiento del fluido (O'Brien *et al.*, 1993).

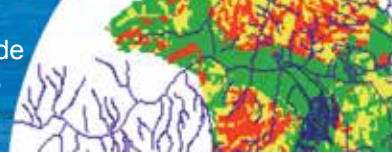
Otros procesos físicos que se consideraron son: los esfuerzos de corte viscosos, el esfuerzo de corte debido a la turbulencia y los esfuerzos dispersivos debido a la colisión de los clastos. El esfuerzo de corte total en flujos de sedimentos hiperconcentrados, incluyendo flujos de detritos se muestra en (7), se calcula como la suma de cinco componentes del esfuerzo de corte:

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \quad (7)$$

donde τ_c es el esfuerzo de fluencia, τ_{mc} es el esfuerzo de corte Mohr – Coulomb, τ_v es el esfuerzo cortante viscoso, τ_t es el esfuerzo cortante turbulento y τ_d es el esfuerzo cortante dispersivo. La expresión (7) puede ser expresada en términos de tasas de deformación dv/dy como se observa en (8), con el modelo reológico cuadrático.

$$\tau = \tau_y + \eta \left(\frac{dv}{dy} \right) + C \left(\frac{dv}{dy} \right)^2 \quad (8)$$

Donde $\tau_y = \tau_c + \tau_{mc}$, dv/dy es el gradiente de velocidad, η es la viscosidad dinámica, C es el coeficiente del esfuerzo cortante inercial e τ_y es el esfuerzo de cadencia. Los



principales datos de entrada del modelo son los siguientes:

- Topografía digital del terreno, por medio del modelo digital de elevación
- Geometría cauce natural
- Valores de la rugosidad del cauce y de la planicie de inundación

Hidrogramas de entrada (líquidos y sólidos).

Los caudales líquidos obtenidos de modelos hidrológicos tales como HEC-HMS y caudales sólidos en función de la amenaza alta de ocurrencia de flujo de detritos en la cuenca de estudio.

Propiedades reológicas de la mezcla agua-sedimento.

Para la calibración del modelo FLO-2D, se requiere comparar el volumen de detritos o las alturas de depositación reportadas por el modelo con el volumen de detritos o los tirantes del flujo medidos para eventos históricos. En este caso, se obtuvieron los tirantes de altura alcanzados por el flujo de detritos en el casco urbano de Útica, en el evento ocurrido en el año 1988, a través del Servicio Geológico Nacional.

Los resultados de la calibración del modelo mostraron que hay una influencia directa del coeficiente de rugosidad de Manning sobre la profundidad y la velocidad del flujo de detritos. Al aumentar el coeficiente de Manning la altura del flujo se incrementa, pero la velocidad disminuye. En cuanto a la concentración volumétrica C_v , existe un punto de inflexión, para el cual a mayores valores de C_v , la altura de depositación se incrementa, pero para valores menores la altura del flujo permanece estable.

Amenaza en el casco urbano

El modelo FLO-2D evalúa el nivel de amenaza para flujo de detritos de acuerdo con la metodología propuesta por García *et al.* (2002) y García y López (2005); según la cual, la amenaza por flujo de detritos está determinada por la probabilidad de ocurrencia del evento y su intensidad, siendo esta última función del tirante de profundidad y la velocidad del flujo, como se muestra en la Tabla 3 y la Figura 4.

Con los datos obtenidos en las modelaciones para los diferentes períodos de retorno, en el programa FLO-2D, se ejecuta la subrutina *hazard* y se obtiene el mapa de

amenaza por flujo de detritos que se muestra en la Figura 5.

Tabla 3: Definición de la intensidad de flujo de detritos (García *et al.*, 2002; García y López, 2005)

Intensidad de flujo	Máxima profundidad h , m	Velocidad máxima V por h , m ² /s
Alta	$h > 1.0$	$Vh > 1.0$
Media	$0.2 < h < 1.0$	$0.2 < Vh < 1.0$
Baja	$0.2 < h < 1.0$	$Vh < 0.2$

INTENSIDAD	PROBABILIDAD		
	Alta	Media	Baja
Alta			
Media			
Baja			
Periodo de retorno	10	25	50
Probabilidad de excedencia	10.00%	4.00%	2.00%

Figura 4: Clasificación de la amenaza en función de la intensidad del evento y la probabilidad de ocurrencia, adaptado de García *et al.* (2002)

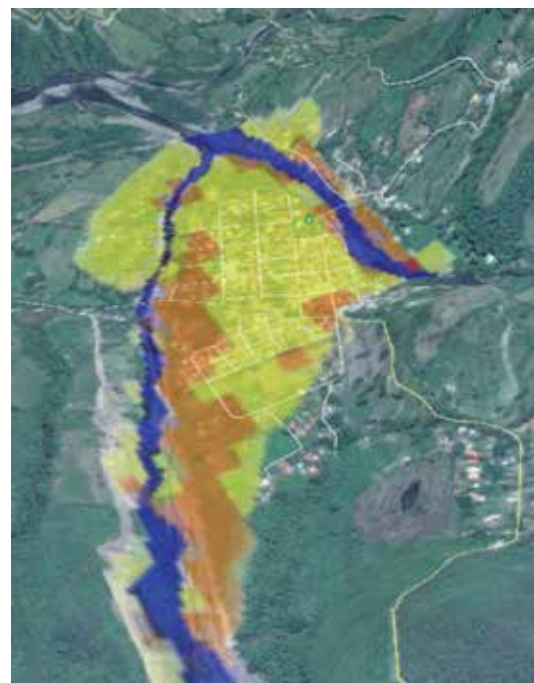


Figura 5: Mapa de amenaza por flujo de detritos en Útica, Cundinamarca

El casco urbano de Útica presenta en mayor proporción

dos zonificaciones de amenaza las cuales corresponden a media y baja; siendo la amenaza media la localizada en cercanías de las márgenes de la quebrada La Negra y río Negro, y la baja en la parte central del casco urbano. La amenaza alta se localiza en los terrenos aledaños a las márgenes de la quebrada La Negra y río Negro.

Metodología para evaluación de la vulnerabilidad

Para la metodología propuesta, el índice de vulnerabilidad física mostrado en (9) corresponde a la expresión matemática propuesta por González y Millán (1998) y modificada por Lara (2002), para expresar la vulnerabilidad en términos de exposición y resistencia.

$$IVF = (1 - IR^{IE})^{(1-IE)} \quad (9)$$

Donde *IVF* es el índice de vulnerabilidad física, *IR* es el índice de resistencia e *IE* es el índice de exposición. Cuando *IE* = 0, *IVF* = 0.

Índice de resistencia

El índice de resistencia se refiere a la capacidad de una edificación para resistir el evento amenazante. Para efectos de desarrollo de la metodología, este índice se ha expresado en términos del número de pisos de la edificación, su sistema estructural y las características de las aberturas en fachada.

Índice de exposición

El índice de exposición considera la vulnerabilidad que se puede presentar en un elemento expuesto, una vez materializada la amenaza, en virtud de su proximidad al evento amenazante y la intensidad del mismo. Este índice se expresa en términos de los parámetros: altura de depositación del flujo y presión de impacto, obtenidas de la modelación del flujo en el programa FLO-2D. El índice de exposición se adapta de las formulaciones propuestas por Quan Luna *et al.* (2011), empleando los valores críticos para presión de impacto propuestos por Keiler *et al.* (2006) para construcciones ligeras de mampostería, y una altura crítica de 1.0 m. Considerando que para el caso del flujo de detritos, se ha observado un incremento súbito del grado de pérdidas una vez que la altura de depositación del flujo supera este valor, lo cual considera la importancia

de las características de las aberturas de la edificación, especialmente las ventanas, que están relacionadas con esta altura crítica (Papathoma *et al.*, 2012). La expresión final para el índice de exposición corresponde a la siguiente expresión (10):

Para $P_i \leq 6.45$ kPa y $h_{df} < 1$ m

$$IE = \frac{1.49(h_{df}/0.693)^{1.938} \cdot 1.596(P/4.845)^{1.808}}{1 + (h_{df}/0.693)^{1.938} + 1 + (P/4.845)^{1.808}}$$






Para $P_i > 6.45$ kPa y $h_{df} > 1$ m

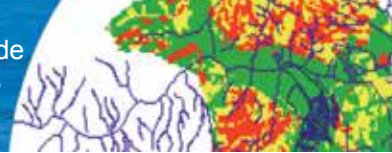
$$IE(h_{df}, P) = 1 \quad (10)$$

Índice de vulnerabilidad física

Con los índices de resistencia y exposición, se obtiene el índice de vulnerabilidad física *IVF* para cada edificación, aplicando (9). Los diferentes tipos de daños o efectos sobre las edificaciones que se esperarían como resultado de la ocurrencia del flujo de detritos, para los diferentes periodos de retorno, son los relacionados en la Tabla 4.

Tabla 4: Clasificación vulnerabilidad física y daños esperados, adaptado de Chaparro (2005) y Leone (1996).

Índice de Vulnerabilidad Física	Categoría de Vulnerabilidad	Color	Rangos de daño	Tipo de daño
0-0.10	Baja		0.01-0.1	Daños no estructurales leves. No se afecta la estabilidad. Mobiliario dañado
0.10-0.4	Media		0.1-0.4	Fisuras en muros, estabilidad no afectada, reparaciones no urgentes
0.4-1.0	Alta		0.4-0.6	Deformaciones severas, grietas muy abiertas, grietas en los elementos estructurales. Estabilidad afectada. Puertas y ventanas inutilizables. Evacuación necesaria.
			0.6-0.8	Fracturas estructurales, destrucción parcial, es necesario evacuar
			0.8-1.0	Destrucción parcial o total, evacuación necesaria, reconstrucción total.



Los índices de vulnerabilidad para la población de Útica, para los periodos de retorno de 10, 25 y 50 años fueron mapeados en Arcgis y se muestran en las Figuras 6, 7 y 8.



Figura 6: Vulnerabilidad física casco urbano Útica para un periodo de retorno de 10 años



Figura 7: Vulnerabilidad física casco urbano Útica para un periodo de retorno de 25 años



Figura 8: Vulnerabilidad física casco urbano Útica para un periodo de retorno de 50 años

En la Tabla 5, se observan las afectaciones que se pueden presentar en las edificaciones para cada período de retorno.

Tabla 5: Vulnerabilidad de las edificaciones en el casco urbano de Útica

Período de retorno, años	Deformaciones severas, hasta destrucción parcial o total, %	Fisuras leves sin afectación de la estabilidad, %	Daños no estructurales leves, %
10	13	8	79
25	23	7	70
50	36	7	57

Metodología para la evaluación del riesgo

El riesgo se evalúa como:

$$Riesgo = H IV \$ \quad (11)$$

donde H es la amenaza, IV es un índice de vulnerabilidad y $\$$ es el costo asociado a la edificación. El costo asociado a la edificación corresponde al valor actual del inmueble VA , este valor se calcula con el método de Ross – Heidecke, que considera la depreciación de la edificación en función de su estado de conservación y de mantenimiento. El método se basa en las consideraciones de que la depreciación es la pérdida de valor que no puede ser recuperada con gastos de mantenimiento y que las reparaciones pueden aumentar la durabilidad de la edificación.




Con base en lo establecido por la Australian Geomechanics Society AGS (australiangeomechanics.org), la cuantificación de pérdidas de las estructuras como edificaciones, se obtienen con el costo aproximado de los daños sufridos, que se define como el porcentaje de daño multiplicado por el valor comercial del predio, incluyendo el terreno y la edificación con su estado de conservación antes del evento. En función de la amenaza y la vulnerabilidad se define el daño esperado, cuando dicho producto presenta valores mayores entre 0.8 y 1.0, se estima que la edificación requiere demolerse y volverse a reconstruir por lo que el porcentaje indicativo del daño es del 200%. En la Tabla 6, se presenta el criterio la valoración del costo del daño en porcentaje.

Tabla 6: Porcentaje indicativo del daño

Amenaza x Vulnerabilidad		Costo aproximado	Descripción	Descriptor
		Porcentaje indicativo del daño, %		
0.8	1	200	Estructura completamente destruida y/o daños a gran escala que requieren reconstrucción.	Catastrófico
0.6	0.8	80	Grandes daños en la mayor parte de la estructura, y/o se extiende más allá de los límites de los sitios que requieren trabajos de reconstrucción significativos.	Mayor
0.4	0.6	60		Mayor
0.1	0.4	40	Daño moderado a algunas partes de la estructura, y/o una parte significativa.	Medio
0.01	0.1	10	Daño limitado a una parte de la estructura.	Menor

Una vez determinado el criterio de la cuantificación del daño, se realiza la categorización del riesgo con los niveles alto A, medio B y bajo B por el método de cuantiles. En la Tabla 7, se presenta la matriz de riesgo, donde se establecen las relaciones entre la categorización del nivel de riesgo y la propiedad.

Tabla 7: Matriz de riesgo

Nivel del riesgo		Descripción
Alto		Inaceptable sin tratamiento. Extensa investigación detallada para la investigación, planificación y ejecución del tratamiento. Opciones esenciales para reducir el riesgo a nivel bajo puede ser demasiado caro y no es práctico. Los trabajos de reconstrucción cuestan más que el valor de la propiedad.
Medio		Puede ser tolerada en ciertas circunstancias (sujeto a la aprobación por los entes reguladores) pero requiere investigación, planificación e implementación de las opciones de tratamiento para reducir el riesgo a bajo. Las opciones de tratamiento para reducir a un menor riesgo debe ser implementadas tan pronto como sea posible.
Bajo		Por lo general, aceptables para los entes reguladores. El tratamiento ha sido necesario para reducir el riesgo a este nivel, se requiere el mantenimiento continuo.

Para el casco urbano de la población de Útica en Cundinamarca, los mapas de riesgo económico por flujo

de detritos para los períodos de retorno de 10, 25 y 50 años, se presentan en las Figuras 9, 10 y 11.



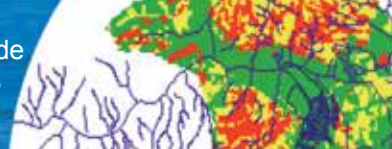
Figura 9: Riesgo casco urbano Útica para un periodo de retorno de 10 años



Figura 10: Riesgo casco urbano Útica para un periodo de retorno de 25 años



Figura 11: Riesgo casco urbano Útica para un periodo de retorno de 25 años



Discusión de resultados

El análisis de susceptibilidad a la ocurrencia de flujo de detritos se realizó mediante la implementación del método estadístico bivalente que se fundamenta en el análisis superpuesto entre el mapa de inventario de flujo de detritos y los mapas de los factores condicionantes considerados. El modelo de susceptibilidad así considerado se generó a partir de las variables: pendiente, litología, curvatura, cobertura, espesor del estrato superficial y el inventario de flujos de detritos. Para todas las variables, se presentaron clases que tienen correlaciones importantes con la ocurrencia de flujos de detritos, aunque las clases donde se presentan mayores correlaciones son las de las variables cobertura y litología.

De acuerdo con la revisión bibliográfica adelantada, el espesor del estrato superficial no había sido considerado anteriormente en la elaboración de mapas de susceptibilidad, sin embargo los valores obtenidos indican que existe una correlación entre los rangos de valores que toma esta variable y la ocurrencia de flujos de detritos. Eso resulta acorde al planteamiento de ISSMFE (1997) que establece que el espesor del suelo superficial es uno de los factores que se deben tener en cuenta para la evaluación de susceptibilidad a deslizamientos detonados por lluvia.

Del mapa de pendientes se observa que las pendientes en el área de estudio varían entre 0 y 56°, siendo las pendientes mayores a 35° las que muestran mayor asociación con el flujo de detritos, mientras que las pendientes leves (0 - 8°), no guardan relación con dichos eventos. Esto se explica porque mientras el ángulo de la pendiente aumenta también incrementa la tensión en el suelo o del material no consolidado favoreciendo deslizamientos (Cardozo, 2013). Adicionalmente las altas pendientes favorecen el arranque y movilización de material a las corrientes tributarias y de allí a la corriente principal.

El mapa de litología agrupa las diversas unidades litológicas que afloran en el área de la cuenca en veinte clases, siendo las lutitas silíceas y calcáreas, con intercalaciones de calizas y areniscas las que presentan una mayor correlación con la generación de flujos de detritos, seguidas de las matrices arcillosas con bloques heterométricos de lutitas y calizas; las Chert, liditas y limolitas silíceas y los suelos arcillosos con limos y arenas. La cobertura es la variable

cuyas clases tienen los valores más altos de correlación, por encima de todas las demás clases de las otras variables consideradas, encontrando valores muy altos de correlación en la generación de flujos de detritos para los cultivos de yuca, frutales, maíz y los suelos desnudos. Esto puede deberse a que la eliminación de la vegetación nativa para establecer cultivos tiende a generar inestabilidad en el estrato superficial, dado que parte de la estabilidad en pendientes fuertes se debe al enraizamiento (Flórez, 1986). El mapa de curvatura indica que la mayor población de flujos de detritos está relacionada con la curvatura cóncava o convexa y no con sectores planos. En tal sentido, hay una asociación ligeramente mayor de la curvatura cóncava a la generación de flujos, que podría deberse a que cuando la curvatura de un determinado sector de ladera es cóncava, el flujo de agua se concentra en dicha hondonada, lo que aumentará tanto el contenido de humedad del suelo como el tiempo que permanecerá saturado, pudiendo así generar erosión y desestabilización del estrato superficial.

En la zona de estudio el espesor del estrato superficial varía entre 0.28 m y 14 m, encontrando que las profundidades entre 2.81 m y 10.18 m son las que guardan mayor asociación con la ocurrencia de flujo de detritos, mientras que para espesores menores a 2.81 m no se encuentra correlación. De acuerdo con Remondo (2001) este comportamiento puede deberse a que los mayores espesores de formación superficial, pueden reducir el efecto estabilizador de las raíces y favorecer la inestabilidad, siendo determinantes en la capacidad de almacenamiento de agua en el terreno, favoreciendo mayores presiones de poros y aumentando el peso de la masa.

El modelo FLO-2D simula el movimiento de flujo y el comportamiento de la depositación de los flujos de detritos, logrando precisar las zonas de amenaza, en función de la intensidad del evento y la probabilidad de ocurrencia. El 35.2% del casco urbano de Útica se encuentra en zona de amenaza media. La amenaza media se encuentra focalizada principalmente sobre las rondas de la Q. la Negra y del Río Negro. El 64.8% del casco urbano se encuentra en zona de amenaza baja. El índice de resistencia de las edificaciones presenta similitudes ya que la gran mayoría de las edificaciones inventariadas están construidas en mampostería (ladrillo y bloque), son de un solo piso y presentan similitudes en la disposición y características de las aberturas de fachada

El índice de exposición presenta amplias variaciones, siendo más alto en las edificaciones que se encuentran cercanas a la Q. la Negra y al Río Negro y menores valores hacia el centro de la población, esto obedece a que las mayores alturas de flujo y presiones de impacto se encuentran sobre las edificaciones que están en la ronda del cauce de los dos cuerpos de agua. El riesgo de los elementos expuestos, al materializarse la amenaza se presenta como una función de la amenaza, vulnerabilidad y el costo asociado al elemento expuesto. Este tipo de evaluación sirve como herramienta de planeación para realizar análisis de costo-beneficio e implementación de medidas de reducción del riesgo.

Conclusiones

Al hacer el análisis de umbrales de lluvia detonante de flujo de detritos, bien sea con metodologías probabilísticas o determinísticas, estas deben ser integradas a la susceptibilidad del terreno, para establecer adecuadamente el modelo de pronóstico de flujos de detritos con base en condiciones geomorfológicas (litología, pendiente, espesor estrato superficial), de uso del suelo y morfodinámica (inventario de procesos), entre otras.

La metodología presentada unifica criterios de evaluación tanto para amenaza como para vulnerabilidad y riesgo por flujos de detritos detonados por lluvia, que de acuerdo con la revisión bibliográfica, hasta la fecha no se habían integrado en un documento y solo se habían evaluado aisladamente. Esta metodología permite desarrollar protocolos de actuación en caso de desastre y resulta ser una herramienta útil para los especialistas al momento de diseñar medidas de contención y/o mitigación que contribuyan a reducir pérdidas y escoger posibles localizaciones para la construcción de nuevas infraestructuras.

Referencias

Acosta, E. (2006). *Estudio geomorfológico y estimación de la susceptibilidad a flujos de derrubios y desprendimientos de rocas en el Valle de Benasque*. Tesis de doctorado, Instituto Geológico y Minero de España, Zaragoza

Blais-Stevens, A. and Behnia, P. (2016). Debris flow susceptibility mapping using a qualitative heuristic method and Flow-R along the Yukon Alaska Highway Corridor, Canada. *Natural Hazards and Earth System Sciences* 16, 449-462

Bonham-Carter, G.F. (1994). *Geographic information systems for geoscientists, modeling with GIS*. Pergamon Press, Oxford

CAR (2013). Diagnóstico de la cuenca Quebrada La Negra. Bogota D.C. Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca

Cardozo, C.P. (2013). *Zonación de susceptibilidad por procesos de remoción en masa en la cuenca del río Tartagal, Salta (Argentina)*. Tesis de Magister, Universidad Nacional de Córdoba

Castellanos, R. y González, A. (1996). Relaciones entre la lluvia anual y la lluvia crítica que dispara movimientos en masa. IX *Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana*, Santa Fe de Bogotá, 4.62 – 4.70

Comunidad Andina (2009). Atlas de las dinámicas del territorio andino: población y bienes expuestos a amenazas naturales. Cali, Corporación OSSO

Chaparro, O.I. (2005). *Evaluación de riesgo por flujo de lodo en la Quebrada La Chapa, Municipios de Tasco y Socha-Boyacá*. Tesis de doctorado, Universidad Nacional de Colombia

Esper, M.Y. (2014). Debris flow susceptibility mapping in a portion of the Andes and Preandes of San Juan, Argentina using frequency ratio and logistic regression models. *Earth Sciences Research Journal* 17, No. 2, 159-167

Esper, M.Y. (2012). Análisis de la vulnerabilidad por flujos en masa en la provincia de San Juan (oeste de Argentina). *Revista de la Sociedad Geológica de España* 25(3-4), 145-156

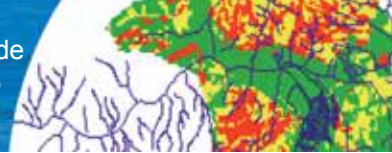
Esper, M.Y. (2011). Inventario de procesos de remoción en masa en un sector del Departamento Iglesia, San Juan, Argentina. *Revista de la Asociación Geológica Argentina* 68, 225-232

Fidel, L. y Zavala, B. (2013). Susceptibilidad a los movimientos en masa en la cuenca de la quebrada Hualanga. XIII *Congreso Peruano de Geología*, 97-122

Flórez, A. (1986). Geomorfología del área Manizales–Chinchiná, Cordillera Central, Colombia. *Análisis Geográficos* 9, 1-58

García, R. and López, J.L. (2005). Debris flows of December 1999 in Venezuela. In *Debris-flow Hazards and Related Phenomena*, Springer, 519-538

García, R., López, J.L., Noya, M., Bello, M., González, N. Paredes, G. and Vivas, M. (2002). Mapas de riesgo para eventos de flujo de barro y detritos en el estado de Vargas y Caracas. Informe proyecto Ávila, Caracas, Venezuela



- Gómez, N., Osorio, Y. y Salazar, J. (2013). *SIG para determinar la susceptibilidad a movimientos en masa en la cuenca del río Campoalegre*. Trabajo de grado, Universidad de Manizales
- González, A. y Millán, J. (1998). Procedimiento para la evaluación de la amenaza por fenómenos de remoción en masa en Santafe de Bogotá-Colombia. INGEOCIM
- Haigh, M.J., Rawat, J.S. and Bartarya, S. (1988). Environmental correlations of landslides frequency along new highways in the Himalaya: preliminary results. *Catena* 15(6), 539-553
- ISSMFE (1997). Manual for zonation on areas susceptible to rain induced slope failure. Asian Technical Committee on Geotechnology for Natural Hazards, Japanese Geotechnical Society
- Kanji, M.A., Massad, F. and Cruz, P.T. (2003). Debris flows in areas of residual soils: occurrence and characteristics. *International Workshop on Occurrence and Mechanism of Flows in Natural Slopes and Earthfills*, 1-13
- Kanji, M.A., Cruz, P.T., Massad, F. and Araújo Filho, H.A. (2001). Environmental effects of debris flows and their protection measures. *XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, Vol. 3: 1913-1916
- Kanji, M.A., Cruz, P.T., Massad, F. and Araujo Filho, H.D. (1997). Basic and common characteristics of debris flows. *2nd Panamerican Symposium on Landslides*, R. Janeiro, Vol.2: 223-231
- Keiler, M., Sailer, R., Jörg, P., Weber, C., Fuchs, S., Zischg, A. and Sauer Moser, S. (2006). Avalanche risk assessment? a multi-temporal approach, results from Galtür, Austria. *Natural Hazards and Earth System Science* 6(4), 637-651
- Lara, G. (2002). *Análisis de amenaza por inestabilidad de la parte sur del municipio de Guacamayas*. Departamento de Boyacá. Trabajo de grado en Geotecnia, Universidad Nacional de Colombia
- Léone, F. (1996). *Concept de vulnérabilité appliqué à l'évaluation des risques générés par les phénomènes de mouvements de terrain*. Tesis de doctorado, Université de Grenoble (en francés)
- Mardones, M. y Vidal, C. (2001). La zonificación y evaluación de los riesgos naturales de tipo geomorfológico: un instrumento para la planificación urbana en la ciudad de Concepción. *Revista Latinoamericana de Estudios Urbano Regionales EURE* 27(81), 97-122
- Mayorga, R. (2003). *Determinación de umbrales de lluvia detonante de deslizamientos en Colombia*. Tesis de Magister, Universidad Nacional de Colombia
- Moreiras, S.M. (2004). *Zonificación de peligrosidad y de riesgo de procesos de remoción en masa en el valle del río Mendoza*. Provincia de Mendoza. Tesis doctoral, Universidad Nacional San Juan: 274 p.
- Moreiras, S.M. (2009). Análisis estadístico probabilístico de las variables que condicionan la inestabilidad de las laderas en los valles de los ríos Las Cuevas y Mendoza. *Revista de la Asociación Geológica Argentina* 65(4), 780-790
- Montero, J. (1997). Amenazas de origen natural en la región Andina y Colombia. *III Simposio Panamericano de deslizamientos*, 419-459
- Náquira Bazán, M.V. (2009). *Susceptibilidad de remociones en masa en las costas de fiordos cercanos a Hornopirén, X Región*. Memoria de título de Geólogo, Universidad de Chile
- O'Brien, J.S. (2006). FLO-2D user's manual, version 2006.01. FLO-2D Software. Inc., Nutrioso
- O'Brien, J., Julien, P. and Fullerton, T. (1993). Two-dimensional water flood and mudflow simulation. *Journal of Hydraulic Engineering* 119(2), 244-261
- Papathoma-Koehle, M., Keiler, M., Totschnig, R. and Glade, T. (2012). Improvement of vulnerability curves using data from extreme events: debris flow event in South Tyrol. *Natural Hazards* 64(3), 2083-2105
- Quan Luna, B., Blahut, J., van Westen, C.J., Sterlacchini, S., van Asch, T.W. and Akbas, S.O. (2011). The application of numerical debris flow modelling for the generation of physical vulnerability curves. *Natural Hazards and Earth System Sciences* 11(7), 2047-2060
- Remondo, J. (2001). *Elaboración y validación de mapas de susceptibilidad de deslizamientos mediante técnicas de análisis espacial*. Tesis doctoral, Universidad de Oviedo
- SNGRD (2014). Reporte del Sistema Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres en Colombia. Dirección de Gestión del Riesgo del Ministerio del Interior y de Justicia
- Valderrama, P. (2006). *Geología, geodinámica y simulación de flujos en las ciudades de Urubamba y Ollantaytambo*. Tesis de pregrado, Universidad Nacional de San Antonio, Cusco, Perú



Modelado de la dispersión de material particulado en la ciudad de Los Ángeles (Chile) a partir de las estufas a leña en el período de invierno usando AERMOD

Modelling of particulate matter dispersion in Los Angeles city (Chile) from wood stoves in winter period using AERMOD

Fecha de entrega: 10 de junio 2016

Fecha de aceptación: 7 de septiembre 2016

Adrián Silva¹ y Gustavo Godoy²

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

² Departamento de Ciencias Geodésicas y Geomática, Escuela de Ciencias y Tecnologías, Universidad de Concepción, Juan Antonio Coloma 0210, Los Ángeles, Chile, gustavogodoy@udec.cl

La contaminación atmosférica es un desafío importante para la autoridad ambiental en Chile principalmente en las ciudades del sur, entre ellas la ciudad de Los Ángeles. Se utilizó el modelo AERMOD para determinar puntos de máximo impacto, factores de emisión óptimos e influencia de barrios en la ciudad de Los Ángeles, para material particulado MP2.5 y MP10, debido al uso de estufas residenciales a leña. El modelo utiliza datos de las fuentes urbanas, datos meteorológicos para años 2013 y 2014, y topografía digital. Los puntos de máximo impacto para concentración de 24 horas se ubican en las coordenadas WGS 84 UTM Huso18 733045 mE y 5849051 mS (2013) y 733345 mE y 5849451 mS (2014) correspondientes al barrio Hurtado. Los factores de emisión óptimos obtenidos fueron $0.69 \text{ g}_{\text{MP2.5}}/\text{kg}_{\text{leña}}$ y de $2.1 \text{ g}_{\text{MP10}}/\text{kg}_{\text{leña}}$ niveles para los cuales equipos a pellets o gas son aptos. Los barrios más influentes sobre los puntos de mayor impacto son Pueblo Nuevo y Centro con una participación de 59% y 13.5% respectivamente, por lo que la calidad del aire en el barrio Hurtado tiene una importante influencia de barrios adyacentes.

Palabras clave: modelo AERMOD, MP2.5, MP10, estufas residenciales a leña, calidad del aire

Air pollution is a major challenge for the environmental authorities in Chile, mainly in southern cities, including Los Angeles city. AERMOD model was used to determine points of maximum impact, optimal emission factors and influence of neighbourhoods in Los Angeles city, for particulate matter PM2.5 and PM10, because of the use of residential wood stoves. Model uses data from urban sources, meteorological data for year 2013 and 2014, and digital topography. Points of maximum impact for 24-hour concentration are located at WGS 84 UTM coordinates Zone18 733045 mE and 5849051 mS (2013) and 733345 mE and 5849451 mS (2014) for Hurtado neighbourhood. Optimal emission factors obtained were $0.69 \text{ g}_{\text{PM2.5}}/\text{kg}_{\text{wood}}$ and $2.1 \text{ g}_{\text{PM10}}/\text{kg}_{\text{wood}}$ levels for which pellets or gas equipments are suitable. Neighbourhoods that have greater influence on points of maximum impact are Pueblo Nuevo and Central with a share of 59% and 13.5% respectively, so that air quality in the neighbourhood Hurtado has an important influence of adjacent neighbourhoods.

Keywords: AERMOD model, PM2.5, PM10, residential wood stoves, air quality

Introducción

La contaminación atmosférica es el principal desafío para la autoridad ambiental en Chile ya que ocasiona al menos 4 mil muertes prematuras a nivel nacional. Actualmente, se mide la contaminación en más de 25 ciudades, cuyas concentraciones de contaminación crecen hacia el sur, generándose la necesidad de establecer e implementar 14 Planes de Descontaminación Atmosférica (PDA) entre los años 2014 y 2018 (MMA, 2014).

El año 2015 fue oficialmente declarada la comuna de Los Ángeles, en la Región del Bío Bío en el sur de Chile, como zona saturada a causa de los elevados niveles de contaminación atmosférica que se han presentado durante varios años en los meses del invierno, por emisiones de los materiales particulados respirables MP2.5 y MP10 provenientes de la combustión de estufas a leña (MMA, 2015). Esto resulta preocupante ya que los estudios han puesto de manifiesto la variabilidad espacial sustancial

en las relaciones entre la exposición a largo plazo a la contaminación del aire exterior y la salud (Singh *et al.*, 2014). Experiencias internacionales indican que en muchas ciudades las concentraciones en masa de MP10 siguen superando los factores de calidad del aire (Cyrus *et al.*, 2014) y que la combustión de madera es una de las fuentes locales dominantes de MP2.5, junto con fuentes como el tráfico de vehículos y emisiones (Gidhagen *et al.*, 2015; Ginzburg *et al.*, 2015).

En el caso de la ciudad de Los Ángeles, debido a los altos niveles de contaminación, el Ministerio del Medio Ambiente MMA tiene la responsabilidad de elaborar y ejecutar un PDA para la comuna, que considere la definición e implementación de medidas y acciones específicas con la finalidad de recuperar la calidad ambiental del territorio y la calidad de vida de los habitantes, puesto que existe una amplia literatura que relaciona los niveles de MP10 y MP2.5 con efectos negativos en la salud (Qui y Peng, 2015; CONAMA, 2007). Algunas de las medidas y acciones específicas que podrán proponerse en el PDA son el aumento del porcentaje de áreas verdes, un programa de recambio voluntario de sistemas de calefacción a leña por equipos de calefacción más eficientes con menores emisiones de partículas y el mejoramiento de la aislación térmica de viviendas.

Previamente a la implementación de cualquier tipo de política ambiental en un área urbana es necesario realizar un diagnóstico de la situación ambiental, que en el caso particular de la calidad del aire, consiste en determinar cuantitativamente mediante mediciones o estimaciones de las concentraciones de contaminantes en el aire (Mazzeo y Venegas, 2004). El uso de modelos de dispersión de emisiones atmosféricas para estimaciones de concentraciones de contaminantes en el aire, está ampliamente difundido internacionalmente y se han aplicado principalmente para determinar los efectos, sobre territorios poblados, de las emisiones provenientes de fuentes emisoras de tipo puntual ubicadas en zonas industriales cercanas. No obstante, también pueden encontrarse trabajos sobre el uso de modelos de dispersión de emisiones atmosféricas primarias por fuentes urbanas superficiales y puntuales, con el objetivo de entregar antecedentes para toma de decisiones políticas en materia de regulación y protección ambiental. Por ejemplo, Bealey

et al. (2007), utilizando un modelo de dispersión de calidad del aire (dispersión y deposición), cuantificaron para dos ciudades del Reino Unido, la magnitud potencial de reducción de la concentración ambiental de MP10 alcanzable a través de la plantación de árboles urbanos. Las salidas del modelo se incorporaron en un Sistema de Información Ambiental para la toma de decisiones sobre planeación del uso de la tierra en planes de desarrollo y planeación estratégica y para el control del desarrollo urbano. También, Moudí *et al.* (2011), realizaron un estudio de caso de la sensibilidad de la concentración de contaminantes a variables meteorológicas y a parámetros de uso de la tierra sobre la ciudad de Douala en Camerún, usando un modelo de dispersión atmosférica. Los resultados ayudan a elegir con precisión las áreas indicadas para la implantación de instalaciones industriales, para gestionar la evaluación de riesgos a la exposición de contaminantes en la ciudad y para direccionar recomendaciones a los responsables de las políticas. En Latinoamérica, puede mencionarse el trabajo de Mazzeo y Venegas (2004), quienes presentaron el diseño de un sistema de vigilancia para un contaminante primario en el aire en la ciudad de Buenos Aires, que incluyó la aplicación de un modelo de dispersión atmosférica, con el fin de determinar las áreas urbanas y la población afectada, posibilitando que las autoridades cuenten con una metodología de detección del deterioro de la calidad del aire urbana y puedan planificar las acciones necesarias para disminuir sus consecuencias. En Chile, la utilización de un modelo de dispersión atmosférica para material particulado puede encontrarse en el trabajo realizado por Silva y Arcos (2011) en la ciudad de Constitución. Se determinó que la tasa de emisión de equipos calefactores a leña debe ser inferior a 7.5 g/h MP10 para no superar la norma vigente para MP10 en promedios de 24 horas en ningún punto de la ciudad, y que tasas mayores de emisión en rangos de 10 a 22.5 y de 25 a 40 g/h de MP10 tendrían como consecuencia la superación de la norma en la ciudad en 1 y 2 puntos respectivamente. También, Carrasco *et al.* (2011), utilizando un modelo de dispersión de calidad del aire, evaluaron en la ciudad de Rancagua el beneficio ambiental de la calefacción distrital con base en la biomasa frente a los actuales calefactores a leña, como alternativa para la reducción de emisiones de material particulado fino MP2.5.



En el trabajo de modelación de dispersión que se presenta a continuación, se utiliza un modelo de dispersión gaussiano el cual permite simular y describir el material particulado atmosférico en la comuna de Los Ángeles. Este tipo de modelo, a nivel comunal, forma parte de los principios necesarios para una evaluación integral de inventarios de emisiones y se utilizan para verificar que las emisiones sean consistentes con el impacto registrado por un monitoreo (USACH, 2014). Específicamente, el modelo de dispersión gaussiano AERMOD, es un modelo reglamentario que fue especialmente diseñado para apoyar los programas de modelado de regulación de *Environmental Protection Agency* EPA de EEUU (Thé *et al.*, 2014). Se han realizado diversas publicaciones con el objetivo de comparar este modelo con bases de datos reales y con otros modelos, obteniéndose, con pocas excepciones, rendimientos superiores en comparación con otros modelos testeados (Perry *et al.*, 2005). Por ejemplo, Hadlocon *et al.* (2015) realizaron un estudio similar sobre la dispersión de partículas de una instalación avícola, y se llegó a la conclusión de que el modelo AERMOD puede predecir eficazmente las concentraciones de material particulado atmosférico.

Como resultado de este trabajo, se entrega información que es importante que sea considerada para la toma de decisiones técnicas y políticas respecto de las medidas y acciones específicas que se deban implementar para conseguir una adecuada gestión ambiental del territorio saturado con MP2.5 y MP10 debido a la combustión residencial de leña en período invernal. Esto permite conocer los puntos de máximo impacto ambiental dentro de la ciudad. Además se pueden determinar los máximos factores de emisión a los cuales deben operar los equipos a combustión a leña para que los niveles de MP2.5 y MP10 no superen los valores máximos como concentración diaria. También se identifica la influencia que tiene cada barrio de la ciudad sobre la concentración de MP2.5 y MP10 en los puntos de mayor impacto, teniendo en consideración para los parámetros respectivos, los límites establecidos para las concentraciones de 24 horas de los Decretos Supremos N°12/12 y N°20/13 del Ministerio del Medio Ambiente de Chile (MMA, 2012, 2013).

Desarrollo metodológico

El modelo AERMOD EPA calcula la distribución de

los contaminantes en una pluma de manera horizontal y vertical siguiendo un comportamiento de tipo normal denominado distribución de Gauss (US EPA, 2004), incorporando algoritmos de dispersión para considerar las diferencias de cotas del terreno en el dominio (terreno complejo). Uno de los insumos básicos para AERMOD es el archivo de configuración de flujos que contiene las opciones seleccionadas de modelado, así como la ubicación de origen y de los parámetros de datos, ubicaciones de los receptores, especificaciones de archivos de datos meteorológicos, y opciones de salida. Para aplicaciones que implican efectos de terreno elevado, se necesitan los datos del receptor y del terreno (US EPA, 2004).

Tasa de emisión en zona urbana (datos de las fuentes emisoras)

Dominio de la modelación:

El área o dominio de modelación considerada en este estudio corresponde a la que se muestra en Figura 1, cuyas posiciones de los vértices fueron determinadas mediante coordenadas UTM Huso 18 WGS 84. Desde su origen en el punto SW, el dominio considera 10 km en sentido Este y 16.5 km en sentido Norte, cubriendo una superficie de 165 km², en la que se incluye la zona urbana y los sectores rurales adyacentes a la ciudad de Los Ángeles.



Figura 1: Ilustración del área de dominio utilizada en la modelación

Emisiones areales:

Las emisiones areales dependen de la superficie y de la densidad de personas utilizando equipos de combustión a leña en los diferentes barrios de la ciudad, lo que está relacionado con la condición socioeconómica de sus habitantes. La ciudad de Los Ángeles cuenta con 17 barrios cuyas superficies se muestran en la Figura 2.



ID	Nombre	Superficie (há)
A 1	Barrio Centro	153,73
A 2	Barrio Alemania	298,74
A 3	Barrio Pueblo Nuevo	203,21
A 4	Barrio Hurtado	232,54
A 5	Barrio Orompello	262,39
A 6	Barrio Sor Vicenta	314,22
A 7	Barrio Las Industrias	276,31
A 8	Barrio Oriente	347,28
A 9	Barrio Francisco Encina	212,22
A 10	Barrio Sur	99,00
A 11	Barrio El Retiro	206,87
A 12	Barrio Extensión Poniente	235,93
A 13	Barrio Extensión Maria Dolores	205,49
A 14	Barrio Extensión El Avellano	188,20
A 15	Barrio Extensión Longitudinal Norte	259,48
A 16	Barrio Extensión Longitudinal Sur	169,08
A 17	Barrio Extensión Tolpán	108,38
SUPERFICIE TOTAL		3.773,07

Figura 2: Distribución de barrios y superficies en la zona urbana de la ciudad de Los Ángeles. (Municipalidad de Los Ángeles, 2005)

Para incorporar estas coberturas al modelo fue utilizado un archivo electrónico de formato vectorial de

almacenamiento digital de polígonos con los barrios de la comuna. De los polígonos se obtuvo los vértices, y luego éstos se simplificaron por el criterio de la diferencia entre la pendiente de aristas contiguas (Figura 3). Para la simplificación de los polígonos se aplicó un filtro para la eliminación de vértices, cuyo criterio específico utilizado fue la diferencia entre la pendiente de dos aristas contiguas. Si la diferencia es despreciable, entonces se elimina el punto entre las dos pendientes. El proceso es:

$$i_1 = \frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1}; \quad i_2 = \frac{Y_3 - Y_2}{X_3 - X_2} \tag{1}$$

$\Delta i = i_1 - i_2$, si $\Delta i < 0.05$, se elimina el punto.

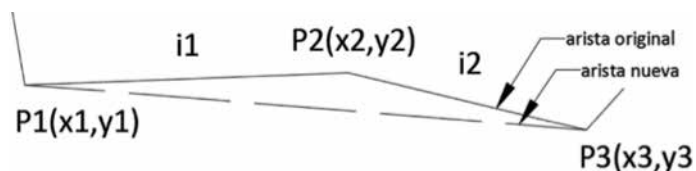


Figura 3: Esquema de simplificación de aristas de un polígono

Fuentes emisoras:

Se consideran fuentes emisoras aquellas viviendas que sean del tipo casas (excluyendo otro tipo de viviendas como departamentos y piezas) y que se encuentren en la zona urbana de la ciudad. El número de casas en la zona urbana se determina utilizando datos de reportes estadísticos oficiales (Casen 2009, Censo 2002 y Censo 2012) reportados por BCN (2012) e INE (2009, 2012), en donde se consideran las variables total de viviendas, viviendas del tipo casa y el factor demográfico urbano – rural. De esta forma, se obtiene que en la comuna de Los Ángeles existen 40464 casas en la zona urbana. Para la modelación, las casas se encuentran distribuidas espacialmente por barrios de acuerdo a la forma que establece la Municipalidad de Los Ángeles (2005). Por otra parte, estudios realizados en la ciudad de Temuco, que pueden ser extrapolables a la ciudad de Los Ángeles por su cercanía, similares condiciones climáticas y socioeconómicas, señalan que el 100% de los hogares utilizan preferentemente leña como sistema de calefacción (Lobos, 2001). Considerando lo anterior, puede considerarse que en la ciudad de Los Ángeles existen 40464 fuentes emisoras (equipos) a combustión a leña.



Factor de usos equipos de combustión a leña:

La leña en período invernal se utiliza en promedio 19 horas al día, siendo su distribución según estrato socioeconómico alto, medio y bajo de 20, 21 y 14 horas respectivamente (Lobos, 2001), con lo que se obtienen factores de uso de equipos de 0.83, 0.88 y 0.58 horas de operación por cada hora del día, respectivamente.

Tasa de emisión

La tasa de emisión corresponde al producto entre la tasa de actividad o de quemado de leña y el factor de emisión del equipo calefactor (US EPA, 1995).

Tasa de quemado de leña:

La tasa de quemado, considerando las diversas variables para la operación de un equipo de calefacción a leña, puede establecerse entre 1.7 a 3.6 kg de leña por hora de operación (CONAMA, 2002). Para este estudio, se utiliza una tasa de quemado con valores en un rango entre 1.5 a 3.5 kg de leña por hora de operación, distribuyendo este valor según el nivel socioeconómico promedio de los habitantes de los barrios de la ciudad.

Factores de emisión en equipos de combustión:

El factor de emisión corresponde a un valor representativo que intenta relacionar la cantidad de un contaminante emitido a la atmósfera con una actividad asociada con la liberación de dicho contaminante. Se expresa normalmente como el peso de contaminante dividido por una unidad de peso, volumen, distancia o la duración de la actividad emisora del contaminante (US EPA, 1995). Datos de USACH (2014) establecen Factores de Emisión para MP10 de 15.3 g/kg para salamandras y estufas simples y de 9.8 g/kg para estufas de doble entrada, los cuales junto a los datos corregidos de los estudios de CONAMA (2007) que indican que en la región del Bío Bío existe un 28% de salamandras, un 43.6% de equipos de combustión simple y un 25.7% de equipos de combustión doble, puede establecerse un Factor de Emisión promedio para el estudio de 14 g_{MP10} por kg de leña consumida. Por otra parte, considerando la relación peso/peso de 95 a 97% entre MP2.5 y MP10 informadas en los datos del USACH (2014) y de CONAMA (2009), se obtiene un Factor de Emisión de 13 $g_{MP2.5}$ por kg de leña consumida para las fuentes areales residenciales.

De acuerdo a US EPA (2004) la expresión de la concentración de un parámetro es directamente proporcional a la tasa de emisión de la fuente, por lo tanto, a partir de los valores de máxima concentración es posible determinar los máximos factores de emisión de equipos de combustión para los materiales particulados respirables MP2.5 y MP10.

Información meteorológica

La información meteorológica considerada en el estudio, corresponde a la registrada por la Estación Meteorológica 21 de Mayo de la ciudad de Los Ángeles, perteneciente al Sistema de Información Nacional de Calidad del Aire SINCA del Ministerio de Medio Ambiente, con coordenadas UTM Huso 18 733331 mE 5849585 mS y complementada con datos de las estaciones Las Viñas, Los Ángeles y Tierras Nobles, cercanas a la ciudad y pertenecientes a la Red Agroclima FDF-INIA-DMC. La serie temporal de las condiciones atmosféricas considera datos meteorológicos cada 60 minutos durante los días 21 de junio al 21 de septiembre, para los años 2013 y 2014. Las variables meteorológicas utilizadas son: dirección y magnitud del viento, temperatura del aire, presión atmosférica, humedad relativa, radiación solar, precipitación y cobertura de nubes. Para este último parámetro, dado que no existen registros para la ciudad de Los Ángeles, se consideró cobertura total, consistente con la alta cobertura de nubes existente en el período invernal. Los datos meteorológicos se validaron y se pre-procesaron mediante el software AERMET View 9.0, incorporando la información resultante en el software AERMOD View 9.0 de dispersión atmosférica.

Escenario topográfico

La dispersión de contaminantes es influenciada a escala local por características de la superficie (US EPA, 2004), por lo cual el uso del suelo es un factor que incide en la dispersión y el arrastre de elementos contaminantes a través del aire. En efecto, dado que el resultado de esta modelación se utilizó como referencia para la calidad del aire de la población, se otorga mayor relevancia a la dispersión en el área urbana. Se consideran para el período invernal, valores para albedo, radio de bowen y rugosidad de superficie para zona urbana. Para la modelación se utilizó topografía digital Shuttle Radar Topography Mission SRTM, de 3 segundos de arco, para la ciudad de Los Ángeles. Ver Figura 4.

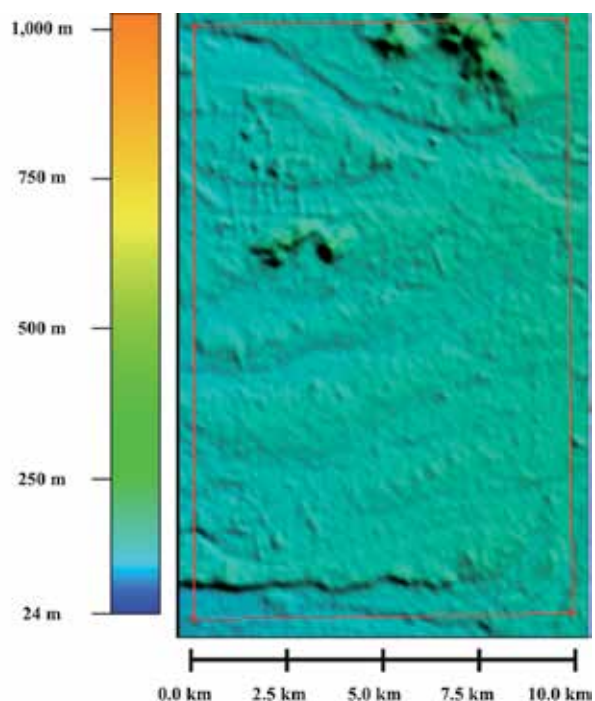


Figura 4: Topografía SRTM de Los Ángeles

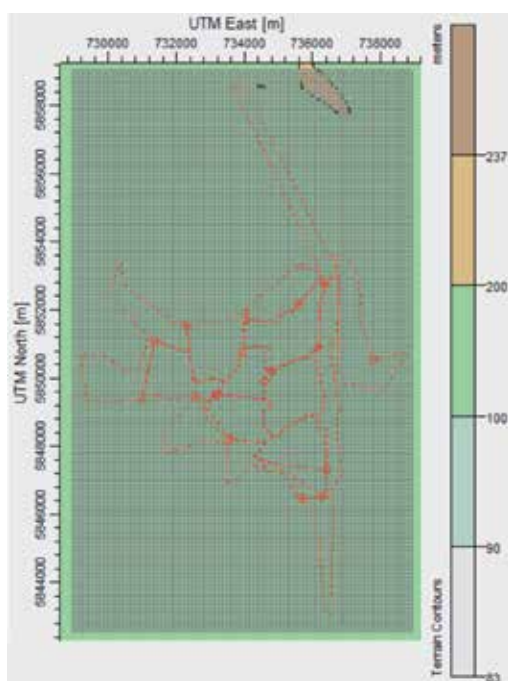


Figura 5: Topografía procesada en AERMAP

La imagen digital de topografía de la Figura 4, es procesada mediante el software AERMAP. Sobre esta imagen procesada y para efectos de la implementación del sistema de modelación con el modelo AERMOD, se consideró una grilla de 10 x 16.5 km con cuadrículas de 100 x 100 m cada una (Figura 5).

Resultados

Puntos de máximo impacto para MP2.5 y MP10 para los años 2013 y 2014

Detalles de la dispersión de la concentración de MP2.5 y MP10 para 24 horas y para el período invernal se muestran en las Figuras 6, 7, 8 y 9. Estas muestran un comportamiento general de mayores concentraciones en los barrios interiores de la ciudad para las concentraciones de 24 horas, con superación de los valores máximos normados por la legislación chilena de $50 \mu\text{g}/\text{m}^3$ para MP2.5 en todos los barrios y de $150 \mu\text{g}/\text{m}^3$ para MP10 en los barrios centrales (Figuras 6 y 8), con una leve tendencia a la cobertura de las mayores concentraciones hacia barrios de oriente para la modelación del periodo invernal (Figuras 7 y 9). Se observa además que, para el año 2013, para ambos parámetros, el punto de mayor impacto para la concentración de 24 horas se ubica en la coordenada 733045 mE y 5849051 mS y para el período de invierno en la coordenada 733345 mE y 5849451 mS. Para el año 2014, para ambos parámetros, el punto de mayor impacto para la concentración de 24 horas y para el período invernal se ubica en la coordenada 733345 mE y 5849451 mS. Los puntos de mayor impacto se ubican ambos en el barrio Hurtado (A4) en las intersecciones de las calles Daniel de La Vega con Eduardo Barrios (año 2013) y Ricardo Vicuña con Camilo Henríquez (año 2014). Los máximos valores de concentración de 24 horas fueron alcanzados en el mes de julio.

Factores de emisión óptimos de materiales particulados respirables MP2.5 y MP10 para equipos de combustión a leña

Para el promedio de 24 horas, las concentraciones máximas de MP2.5 y MP10 son respectivamente para el año 2013 de 935 y $985 \mu\text{g}/\text{m}^3$. Ambos datos para el año 2014 son 953 y $1003 \mu\text{g}/\text{m}^3$. De acuerdo a esto, promediando los respectivos parámetros y considerando las concentraciones máximas de 24 horas de acuerdo a las normativas de calidad, se obtiene que los factores de emisión óptimos promedio para equipos de combustión a leña, para que en conjunto sus tasas de emisión no superen los valores de concentración normados ($50 \mu\text{g}/\text{m}^3$ para MP2.5 y $150 \mu\text{g}/\text{m}^3$ para MP10), son de $0.69 \text{ g}_{\text{MP2.5}}/\text{kg}_{\text{leña}}$ y de $2.1 \text{ g}_{\text{MP10}}/\text{kg}_{\text{leña}}$.

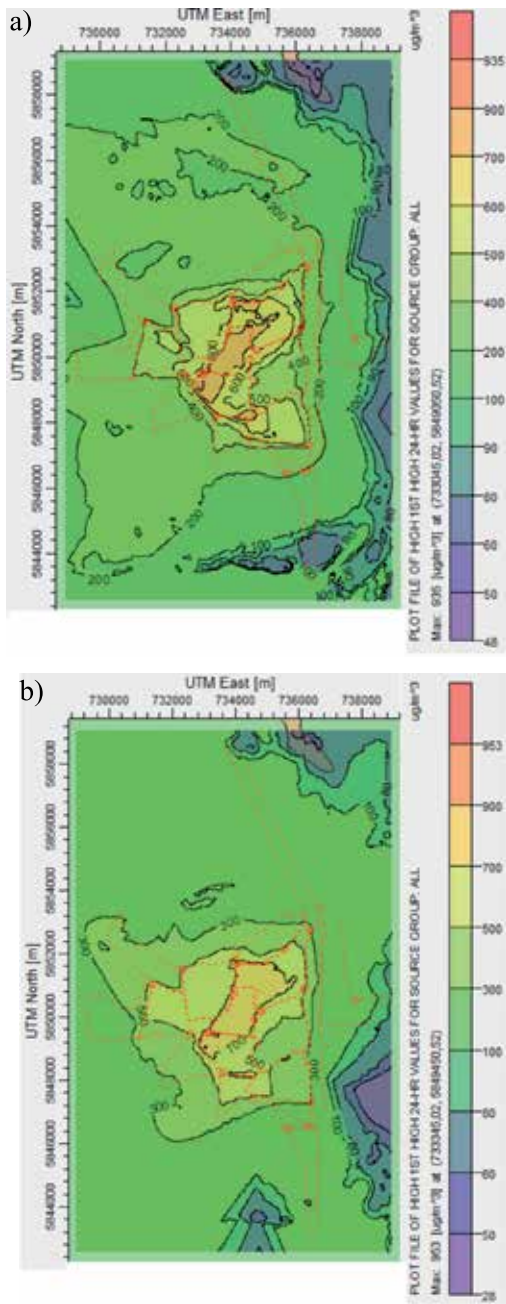


Figura 6: MP2.5 de 24 horas, a) año 2013 y b) año 2014

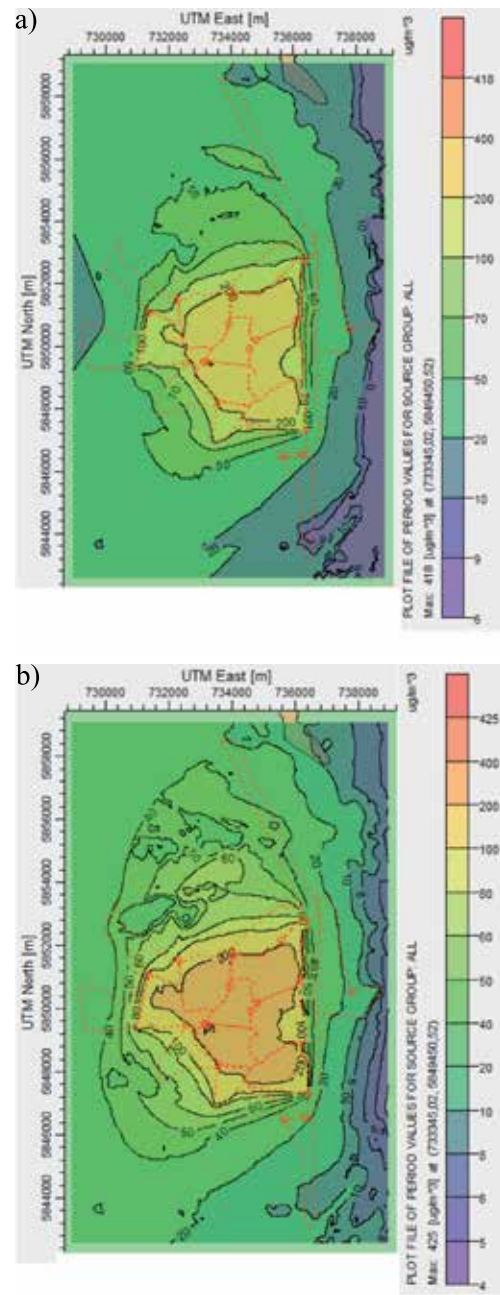


Figura 7: MP2.5 del periodo invernal, a) año 2013 y b) año 2014

Influencias de barrios en los puntos de mayor impacto

La influencia de los diferentes barrios de la ciudad en los puntos de mayor impacto para promedios de 24 horas se muestra en la Figura 10. Se observa que los barrios que tienen mayor influencia sobre la concentración de material particulado respirable son A3 y A1 con una participación promedio para los años 2013-2014 de 59% y 13.5% respectivamente, considerando que sus respectivas

participaciones en la tasa de emisión global son de 22% y 14% (Figura 11). Para los demás barrios, los aportes en la concentración en los puntos de mayor impacto son mucho menores en relación a sus tasas de emisión, donde inclusive el barrio A4, que es aquel en donde se encuentran los puntos de mayor impacto, su influencia en la concentración es de 4%, sin embargo su participación en las tasa de emisión global es de 8%.

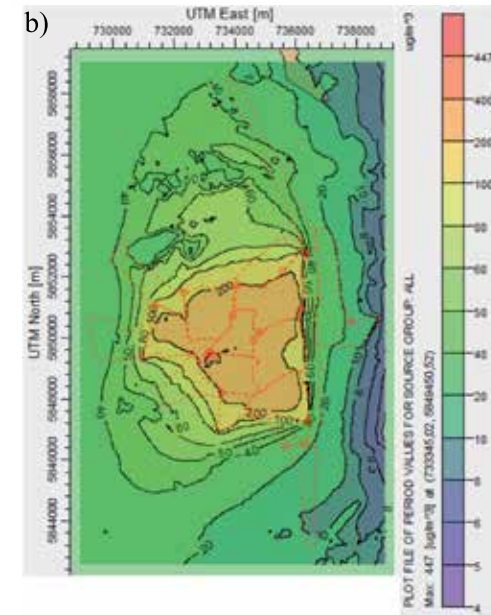
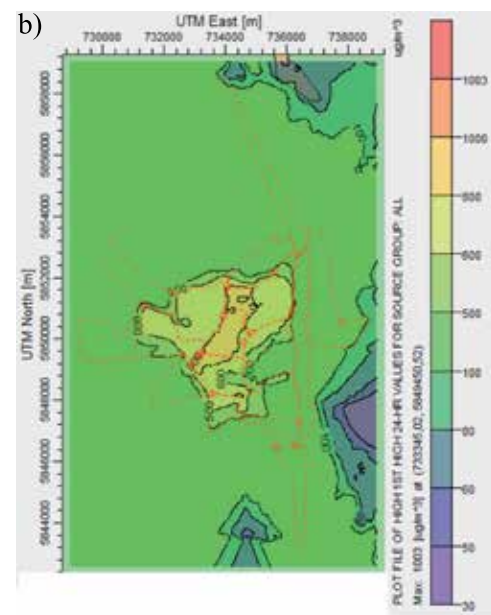
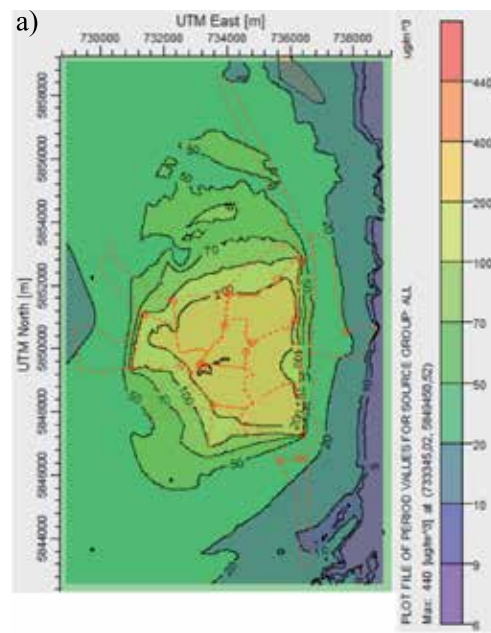
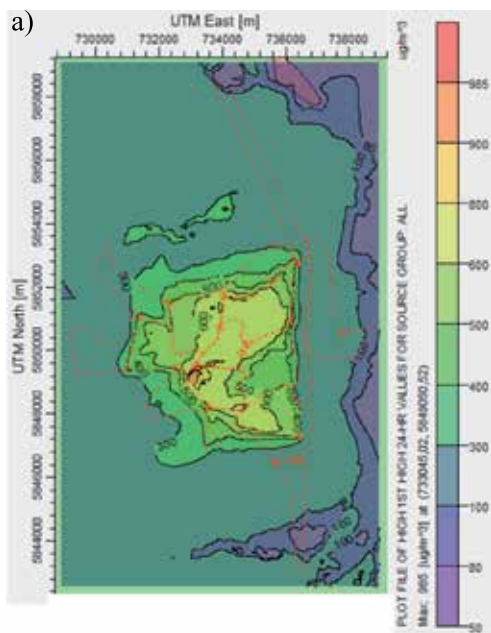


Figura 8: MP10 de 24 horas, a) año 2013 y b) año 2014

Figura 9: MP10 del periodo invernal, a) año 2013 y b) año 2014

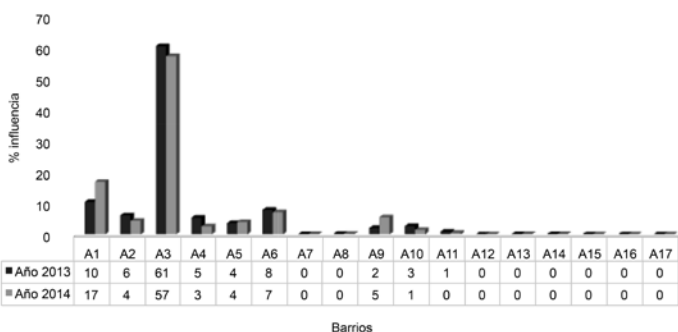


Figura 10: Gráfico de la influencia de barrios en la concentración de materiales particulados respirables para promedios de 24 horas en punto de mayor impacto, años 2013 y 2014

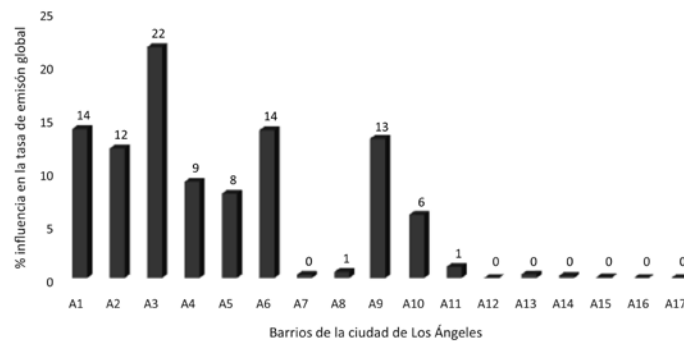


Figura 11: Gráfico de la participación de barrios en la tasa de emisión global de materiales particulados respirables



Discusiones

Los resultados de este estudio sugieren que se requiere validar los datos de la modelación con datos reales medidos en la ciudad, sin embargo, las dos estaciones de monitoreo de la calidad del aire actualmente en operaciones, no resultan ser suficientes para cubrir representativamente toda el área geográfica modelada. Los datos de concentraciones resultantes, pueden ser inferiores en situaciones de menor estabilidad atmosférica por menor cobertura nubosa. También, existe la posibilidad de la utilización no simultánea de todos los equipos a leña, lo cual puede implicar una reducción en la concentración de MP2.5 y MP10 resultante de la simulación.

Por otro lado, debe tenerse en consideración que la concentración de MP2.5 y MP10 resultante, también se ve influenciada por el nivel basal de ambos parámetros que genera una concentración base adicional no considerada en la simulación. Además las fuentes residenciales aumentan permanentemente y existen fuentes emisoras que no han sido consideradas, como por ejemplo las fuentes industriales y fuentes móviles, lo que puede implicar un aumento de la concentración de MP2.5 y MP10. También, es importante señalar que los niveles de emisiones pueden ser más altos si se considera el uso del tiraje por parte de los usuarios. Encuestas en varias ciudades del centro-sur de Chile han mostrado que el 99% de los hogares utiliza el tiraje cerrado o semi-cerrado para que la leña dure más. Esta práctica de ahogar la combustión hace que los equipos a leña emitan más materiales particulados (Schueftan y González, 2015).

Otra situación que debe tenerse en consideración, tiene relación con que la contaminación de la combustión residencial de leña es una preocupación importante en áreas con topografía de valle, en donde inversiones térmicas durante la noche limitan la dispersión de contaminantes procedentes de fuentes de origen terrestre (Allen *et al.*, 2011). Dado que en la noche la estabilidad atmosférica varía de neutra a moderadamente estable (De Nevers, 1998), es muy probable que la concentración de materiales particulados sea mayor en ese período del día.

En cuanto a los factores de emisión óptimos para el caso de MP10, el único tipo de calefactor a biomasa que puede satisfacer factores de emisión iguales o bajo

$2.1 \text{ g}_{\text{MP10}}/\text{kg}_{\text{leña}}$ son las estufas a pellets, según datos de factores de emisión informados por USACH (2014) o bien equipos a gas, ya que presentan menores emisiones frente a combustibles líquidos y biomasa (GLP Chile, 2011). En cuanto al MP2.5, de acuerdo a lo informado por SINIA (2011), son los equipos a gas aquellos que tienen factores de emisión capaces de satisfacer tales exigencias. Otras alternativas de calefacción que es necesario investigar y evaluar su implementación, corresponden a los sistemas de calefacción distrital con uso de biomasa como combustible y las bombas de calor en base a energía eléctrica solar.

Conclusiones

Los puntos de mayor impacto se encuentran en el barrio Hurtado (A4) en una ubicación hacia el interior de la ciudad de Los Ángeles, con concentraciones modeladas que superan altamente los valores normados de 24 horas para las normas primarias de calidad ambiental asociadas a los materiales respirables MP2.5 y MP10. Teniendo presente lo anterior, resultaría beneficioso considerar en el PDA, aumentar el porcentaje de áreas verdes preferentemente en los barrios del interior de la ciudad para facilitar procesos de deposición de materiales particulados atmosféricos sobre la cobertura vegetal.

Los factores máximos de emisiones promedio que deben considerar los equipos de combustión a leña para que en conjunto sus tasas de emisión no superen los niveles de calidad del aire normados para MP2.5 y MP10, son muy bajos, para lo cual es necesario considerar equipos altamente eficientes que utilicen combustibles tales como pellets o gas. Por lo cual, al incluir en el PDA un programa de recambio de sistemas de calefacción en la ciudad, este debe considerar equipos con iguales o menores emisiones de materiales particulados respirables que los equipos a pellets o gas.

Los puntos de mayor impacto se trasladaron espacialmente a un barrio del interior de la ciudad (A4) que tiene una baja influencia en las tasas de emisión de materiales particulados atmosféricos a nivel global y no se presentaron en los barrios con más altas tasas de emisión (A3 y A1). Sin embargo, estos últimos resultaron ser altamente influyentes en las altas concentraciones de materiales particulados respirables en los puntos de mayor impacto. Este resultado puede considerarse en el PDA para orientar las inversiones

en aislación térmica de viviendas hacia aquellos barrios que tienen mayor influencia en la deficiente calidad del aire de la ciudad.

Los valores de materiales particulados son en general altos para toda la ciudad en concentraciones de 24 horas, motivo por el cual, la mejora de la aislación térmica con el objetivo de evitar pérdidas de calor y evitar infiltraciones de MP2.5 y MP10 al interior de los hogares, debe ser una medida de aplicación general. Los puntos de mayor impacto pueden ser tomados como lugares de referencia para evaluar, por parte del Ministerio del Medio Ambiente, la instalación de nuevas estaciones de monitoreo de la calidad del aire en la ciudad de Los Ángeles.

Agradecimientos

Los autores agradecen particularmente a Lakes Environmental Software, por facilitar la adquisición de la licencia educacional del software AERMOD View, a la Red Agroclima FDF-INIA-DMC, por facilitar datos meteorológicos de las estaciones meteorológicas Los Ángeles, La Viñas y Tierras Nobles, y a la Secretaría Comunal de Planificación de la Ilustre Municipalidad de Los Ángeles, por facilitar archivos electrónicos de formato vectorial de almacenamiento digital de los barrios de la ciudad de Los Ángeles.

Referencias

Allen, G.A., Miller, P.J., Rector, L.J., Brauer, M. and Su, J.G. (2011). Characterization of valley winter woodsmoke concentrations in Northern NY using highly time-resolved measurements. *Aerosol and Air Quality Research* 11(5), 519-530

Bealey, W., McDonald, A., Nemitz, E., Donovan, R., Dragosits, U., Duffy, T. and Fowler, D. (2007). Estimating the reduction of urban PM10 concentrations by trees within an environmental information system for planners. *Journal of Environmental Management* 85(1), 44-58

BCN (2012). Reportes Estadísticos Comunes 2012 – Comuna de Los Ángeles. Biblioteca del Congreso Nacional de Chile

Carrasco, R., Jiménez del Río, J. y Mardones, C. (2016). Análisis costo-beneficio de la calefacción distrital en la Zona Central de Chile. *Revista Internacional de Contaminación Ambiental* 32 (1), 35-45

CONAMA (2009). Inventario de emisiones atmosféricas para

las ciudades de Chillán y Los Ángeles. Comisión Nacional del Medio Ambiente, Región del Bío Bío, estudio desarrollado por la Universidad Católica de Temuco

CONAMA (2007). Análisis técnico-económico de la aplicación de una norma de emisión para artefactos de uso residencial que combustionan con leña y otros combustibles de biomasa. Comisión Nacional del Medio Ambiente, estudio desarrollado por Ambiente Consultores.

CONAMA (2002). Priorización de medidas de reducción de emisiones por uso residencial de leña para la gestión de la calidad del aire en Temuco y Padre Las Casas. Comisión Nacional del Medio Ambiente, Región de la Araucanía, estudio desarrollado por Universidad de Concepción

Cyrys, J., Peters, A., Soentgen, J. and Wichmann, H.E. (2014). Low emission zones reduce PM10 mass concentrations and diesel soot in German cities. *Journal of the Air & Waste Management Association* 64(4), 481-487

De Nevers, N. (1998). *Ingeniería de control de la contaminación del aire*. Mac Graw-Hill Interamericana, México

Ginzburg, H., Liu, X., Baker, M., Shreeve, R., Jayanty, R. K. M., Campbell, D. and Zielinska, B. (2015). Monitoring study of the near-road PM2.5 concentrations in Maryland. *Journal of the Air & Waste Management Association* 65(9), 1062-1071

Gidhagen, L., Bennet, C., Segersson, D. and Omstedt, G. (2015). Exposure modeling of traffic and wood combustion emissions in Northern Sweden. In *Environmental Software Systems. Infrastructures, Services and Applications*. Springer International Publishing, 242-251

GLP Chile (2011). Evaluación de impacto atmosférico de sistemas de calefacción domiciliaria. Estudio desarrollado por el Centro Nacional del Medio Ambiente de la Universidad de Chile, Informe N°1

Hadlocon, L.S., Zhao, L.Y., Bohrer, G., Kenny, W., Garrity, S.R., Wang, J., Wyslouzil, B. and Upadhyay, J. (2015). Modeling of particulate matter dispersion from a poultry facility using AERMOD. *Journal of the Air & Waste Management Association* 65(2), 206-217

INE (2009). Población: Publicaciones y Estudios – Región del Biobío. Instituto Nacional de Estadísticas de Chile

INE (2012). Resultados XVIII Censo de Población 2012.



- Características demográficas, sociales, culturales y económicas de la población. Instituto Nacional de Estadísticas de Chile, Tomo I
- Lobos, M. (2001). Estudio preliminar, sobre producción, comercialización y consumo de leña en la ciudad de Temuco. WWF/CODEFF. Documento N° 3, Serie de Publicaciones WWF, Programa Ecoregión Valdiviana
- Mazzeo, N. y Venegas, L. (2004). Diseño de un sistema de vigilancia de NOx en la ciudad de Buenos Aires. *Congreso de Saneamiento y Medio Ambiente - Desafíos ambientales y del saneamiento en el siglo XXI*, AIDIS, Buenos Aires, Argentina
- MMA (2012). Decreto 12 establece norma primaria de calidad ambiental para material particulado fino respirable MP_{2,5}. Ministerio del Medio Ambiente, Biblioteca del Congreso Nacional de Chile
- MMA (2013). Decreto 20 establece norma de calidad primaria para material particulado respirable MP₁₀, en especial de los valores que definen situaciones de emergencia y deroga decreto n° 59 de 1998 del Ministerio Secretaría General de la Presidencia. Ministerio del Medio Ambiente, Biblioteca del Congreso Nacional de Chile
- MMA (2015). Decreto 11 declara zona saturada por material particulado fino respirables MP_{2,5} y por material particulado respirables MP₁₀, ambas como concentración diaria, a la comuna de Los Ángeles. Ministerio del Medio Ambiente, Biblioteca del Congreso Nacional de Chile
- MMA (2014). Planes de Descontaminación Atmosférica PDA - Estrategia 2014 – 2018. Ministerio del Medio Ambiente de Chile
- Municipalidad de Los Ángeles (2005). Plan regulador comunal de Los Ángeles - Memoria Explicativa.
- Moudi, P., Appolinaire, D. and Mkankam, F. (2011). Case study of pollutants concentration sensitivity to meteorological fields and land use parameters over Douala (Cameroon) using AERMOD dispersion model. *Atmosphere* 2(4), 715-741
- Perry, S.G., Cimorelli, A.J., Paine, R.J., Brode, R.W., Weil, J.C., Venkatram, A., Wilson, R.B., Lee, R.F. and Peters, W.D. (2005). AERMOD: A dispersion model for industrial source applications. Part II: Model performance against 17 field study databases. *Journal of Applied Meteorology* 44(5), 694-708
- Qiu, Z. and Peng, X. (2015). Investigating the impact of urban grade-separation on pedestrian PM_{2.5} exposure. *Clean Technologies and Environmental Policy* 17(7), 1917-1927
- Schueftan, A. and González, A. (2015). Proposals to enhance thermal efficiency programs and air pollution control in South-Central Chile. *Energy Policy* 79, 48-57
- Singh, V., Sokhi, R. S. and Kukkonen, J. (2014). PM_{2.5} concentrations in London for 2008—A modeling analysis of contributions from road traffic. *Journal of the Air & Waste Management Association* 64(5), 509-518
- SINIA (2011). Guía metodológica inventario de emisiones atmosféricas: M11 Metodología SINCA 2011. Sistema Nacional de Información Ambiental, Ambiosis S.A., Santiago
- Silva, A. y Arcos, D. (2011). Aplicación del programa AERMOD para modelar dispersión de PM₁₀ emitido por equipos de calefacción a leña en la ciudad de Constitución. *Obras y Proyectos* 9, 4-10
- Thé, J.L., Thé, C.L. and Johnson, M.A. (2014). AERMOD view user guide. Lakes Environmental Software, Waterloo, Canada
- USACH (2014). Actualización y sistematización del inventario de emisiones de contaminantes atmosféricos en la Región Metropolitana. Departamento de Física, Universidad de Santiago de Chile
- US EPA (1995). AP 42 - Compilation of air pollutant emission factors: Stationary Point and Area Sources. Environmental Protection Agency, Volumen 1, Fifth Edition.
- US EPA (2004). AERMOD, description of model formulation. Environmental Protection Agency, Staff Report, EPA-454/R-03-004, North Carolina, USA



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

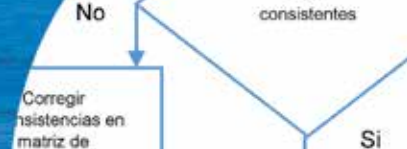
Densidad In Situ
Hormigones
Asfaltos

Prospección de Suelos

Sondajes Marítimos
Sondajes Terrestres
Calicatas

Laboratorio Acreditado

bajo NCh-ISO 17025 y
registro vigente MINVU



Modelo de decisión multicriterio difuso para la selección de contratistas en proyectos de infraestructura: caso Colombia

A fuzzy multi-criteria decision-making model for infrastructure projects contractor selection: the Colombian case

Fecha de entrega: 2 de junio 2016

Fecha de aceptación: 12 de septiembre 2016

Julián Mayor¹, Sergio Botero² y Juan David González-Ruiz³

¹ Constructora Conconcreto S.A. Procesos Contables, Medellín, Colombia, jamayorr@unal.edu.co

² Modelamiento y Análisis, Energía, Ambiente y Economía, Facultad de Minas, Bloque M8B, oficina 106, Universidad Nacional de Colombia, Carrera 80 No. 65-223, Medellín, Colombia, sbotero@unal.edu.co

³ Dirección de Empresas, Institución Universitaria Esumer, Universidad Nacional de Colombia, Calle 76 No. 80-126, Bloque 1 Piso 2, Medellín, Colombia, jdgonzalez@esumer.edu.co, jdgonza3@unal.edu.co

Los métodos de decisión multicriterio son cada vez más útiles para solucionar problemas de selección de contratistas de construcción e infraestructura debido al aumento de la comprensión de su utilidad. La investigación propone un modelo multicriterio de selección de contratistas para proyectos de infraestructura de iniciativa pública en Colombia. Para ello se revisó los métodos correspondientes en las diferentes etapas; es decir, la selección de criterios, la ponderación de criterios, la precalificación y selección final. El modelo combina la precalificación con la selección, integración que es más eficaz en la búsqueda del contratista más competente. Los criterios de precalificación se clasifican en 4 categorías: atributos de experiencia, técnicos, organizacionales y financieros y/o económicos, incorporando subcriterios de dimensión cualitativa y cuantitativa. Los criterios de selección son 4: precalificación, oferta técnica, oferta de calidad y oferta económica. Para determinar los criterios y sus respectivos pesos se entrevistaron expertos en proyectos de infraestructura, quienes observan el proceso desde diferentes puntos de vista: de la Agencia Nacional de Infraestructura, de una banca de inversión, un académico y de una constructora que desarrolla proyectos de infraestructura.

Palabras clave: método TOPSIS, lógica difusa, proyectos de infraestructura, selección de contratistas

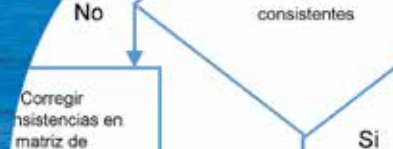
Multicriteria decision methods have become increasingly useful for troubleshooting the selection of construction contractors and infrastructure due to the increased understanding of its usefulness. This research proposes a model of multi-criterial of contractors for infrastructure projects of public initiative in Colombia. To do this the corresponding methods at different stages were revised; that is, the selection criteria, weighting criteria, prequalification and final selection. The model combines the prequalification selection; integration is more effective in finding the most competent contractor. The prequalification criteria have been classified into four attribute categories: experience, technical, organizational and financial and/or economic, sub incorporating qualitative and quantitative dimension. The selection criteria are 4: pre-qualification, technical offer, quality offer and financial offer. To determine the criteria and their respective weights experts were interviewed in infrastructure projects, who observe the process from different viewpoints, that is, from the National Infrastructure Agency, from an investment bank, an academic and from a construction company that develops infrastructure projects.

Keywords: TOPSIS method, fuzzy logic, infrastructure project, contractor selection

Introducción

Los proyectos de infraestructura, en especial de transporte, son de vital importancia para el crecimiento económico de un país, dado que son los medios que soportan el intercambio de productos y servicios. Muchos proyectos

son complejos, requieren grandes inversiones y en muchos casos un alto nivel de experticia en las diferentes disciplinas de la ingeniería. Además de la complejidad, en los procesos de adjudicación pueden ocurrir situaciones no deseadas como favoritismo, corrupción o elementos



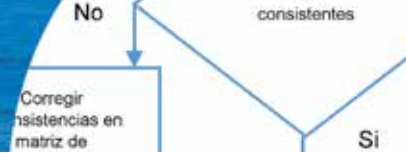
subjetivos que conlleven a una elección errónea del contratista. Por lo tanto, la adjudicación de contratos en proyectos de infraestructura, requiere especial atención porque implica un alto nivel de riesgo que compromete no solo el éxito de los proyectos, sino también recursos públicos, desarrollo social y crecimiento de un país. Los procesos de adjudicación de proyectos de infraestructura normalmente se establecen mediante licitación pública donde se exponen los criterios de preselección y selección. Generalmente en la primera etapa, se exponen los criterios mínimos de cumplimiento y, por lo tanto, son descartados aquellos contratistas que no los cumplan. En la segunda etapa, se adjudica el contrato de acuerdo al principio de aceptación de la oferta de precio más bajo (Jato-Espino *et al.*, 2014a; Palaneeswaran y Kumaraswamy, 2001; Topcu, 2004). Sin embargo, la evaluación con base en el precio más bajo es una de las principales causas de problemas de entrega de proyectos (Hatush y Skitmore, 1998; Nieto-Morote y Ruz-Vila, 2012; Singh y Tiong, 2005).

Algunos países, entre ellos Colombia, han corregido el problema de otorgar el contrato por la oferta más baja, implementando mecanismos de adjudicación como la media aritmética o la media geométrica ajustada (ANI, 2013). Sin embargo, en Colombia, muchos proyectos de infraestructura están retrasados en la entrega de las obras, algunas con dos o tres años, otros, aunque no se han vencido tienen porcentajes de avance inferiores al 50%; en estos proyectos, el principal factor del retraso es el incumplimiento por parte del contratista (Ílíos de ejecución, mal que aqueja varias obras, 2014, <http://www.eltiempo.com/>). Probablemente este problema se genera porque en estos procesos de selección se evalúa la experiencia en inversión del contratista y no necesariamente la competencia y experticia en el campo específico de la ingeniería. Esto sucede porque se desarticula el proceso de preselección con la adjudicación; por lo tanto, los resultados del proceso solo sirven para descartar alternativas y no como un insumo para el proceso de adjudicación, dado que todos los candidatos preseleccionados empiezan en igualdad de condiciones en la etapa de selección desconociendo el desempeño individual en esta primera etapa. De esta manera, la complejidad en los procesos de adjudicación se debe fundamentar en evaluar las capacidades de los contratistas para cumplir el contrato y ante situaciones adversas tales como factores económicos, tecnológicos,

ambientales y otros que pueden afectar el entorno interno y externo de los proyectos y contratistas. Al mismo tiempo, desde la óptica del contratante, el proceso de adjudicación debe tener como objetivo la obtención de bienes y servicios al precio más bajo posible al estimular la competencia y evitar el favoritismo (Ballesteros-Perez *et al.*, 2013). Así, el proceso de Toma de Decisiones de Adjudicación de Contratos de Infraestructura TDACI debe ser un instrumento que promueva la transparencia y no permita la corrupción.

En consecuencia, las complejidades mencionadas con anterioridad pueden ser reducidas por los Métodos de Decisión Multicriterio MCDM. En esta línea, la Toma de Decisiones Multicriterio TDM, se define como el proceso que se encarga de diseñar la mejor alternativa de selección o de seleccionar la mejor entre un conjunto de alternativas, la cual utiliza los atributos generales más atractivos e involucra la selección de la alternativa óptima por medio de modelos de preferencia (Turskis, 2008). Así mismo, los MCDM son un enfoque de apoyo en la evaluación y decisión operativa para hacer frente a problemas complejos que ofrecen una alta incertidumbre, objetivos contradictorios, diferentes formas de datos e información, intereses múltiples y perspectivas, evolución de sistemas complejos. En comparación con el enfoque único criterio, la ventaja distintiva de métodos MCDM es emplear múltiples criterios o atributos para obtener un resultado de toma de decisiones integrado (Wang *et al.*, 2009). Por lo tanto, seleccionar el contratista más competente debe ser el objetivo principal en un proceso de adjudicación dado que esto puede tener como consecuencia el mejoramiento del desempeño general de los demás participantes del proyecto. Así, elegir el contratista adecuado para un trabajo influye en la calidad del trabajo, así como en el progreso en los niveles y calidad de la construcción, por lo tanto, en el proceso de licitación la selección óptima del contratista es vital para una oferta precisa y realista (Plebankiewicz, 2012).

Con el objetivo de proponer una metodología para seleccionar el contratista más competente, el artículo plantea un modelo multicriterio de selección de contratistas para proyectos de infraestructura con aplicación para el contexto colombiano, el cual integra los procesos de precalificación y selección. Para el desarrollo de la propuesta se revisó la literatura publicada en el periodo



2000-2014. La metodología propuesta incluye entrevistas con expertos que proporcionaron información fundamental para la selección de criterios y su respectiva asignación de pesos. El modelo es validado con una simulación de un proceso de contratación pública donde se podrán contrastar los resultados y establecer conclusiones y recomendaciones que sirvan de mejoramiento al proceso de selección de contratistas para proyectos de infraestructura en Colombia.

El artículo está estructurado de la siguiente manera. Después de la introducción, se presentan las principales modalidades de contratación. Luego se introduce los métodos multicriterio con su respectivo enfoque y su aplicación en la selección de contratistas de infraestructura, sirviendo como base para proponer la metodología, la cual es presentada en la siguiente sección y validada con un caso de estudio. Además, se presenta el proceso de selección de contratistas en Colombia, como eje fundamental de la metodología propuesta. Finalmente, se presentan las conclusiones y futuros trabajos.

Contratación pública para proyectos de infraestructura

Alrededor del mundo se utilizan diferentes modalidades para la selección de contratistas para desarrollar proyectos de infraestructura, entre ellos se destacan la licitación abierta, licitación selectiva o restringida, precalificación o negociación (Palaneeswaran y Kumaraswamy, 2001; Topcu, 2004). De acuerdo a las particularidades del proyecto, el contratante convoca y utiliza la modalidad más pertinente. Una de las modalidades de selección de contratista más utilizadas es licitación pública. En este método de contratación, los oferentes a través de mecanismos de publicación de los pliegos conocen el alcance, especificaciones y términos, así como los criterios mediante los cuales se evaluarán las ofertas. La Figura 1 muestra las principales etapas en los procesos de contratación pública.

Por otra parte, existe una amplia variación en los procedimientos de selección, por ejemplo; algunas subastas invitan solo a compañías nacionales, mientras que otras aceptan competidores internacionales. La diferencia más importante en el diseño de la contratación pública es la importancia de la relación calidad-precio. Algunas

subastas siguen estrictamente los criterios de menor precio, pero otros consideran la variable calidad (Estache e Iimi, 2011). En la Tabla 1 se puede observar que algunos países han modificado sus regulaciones en cuanto a seleccionar la oferta con menor precio, utilizando otras modalidades de selección o exclusión, métodos que combinan precio y calidad en una puntuación total o por ejemplo excluyendo las ofertas que consideran anormalmente bajas, o las ofertas más altas y más bajas; entre tanto otros seleccionan la oferta más cercana a la media.



Figura 1: Principales etapas del proceso de contratación pública.

Métodos de Decisión Multicriterio MCDM

Para desarrollar la propuesta metodológica para seleccionar el mejor contratista, la TDM juega un rol importante en diseño, se define como el proceso que se encarga de diseñar la mejor alternativa de selección. La metodología de los métodos multicriterio consiste en determinar criterios y subcriterios de evaluación, asignar los pesos respectivos a cada criterio y subcriterio, los cuales se analizan a través de comparaciones pareadas para medir la relación entre criterios y su importancia. Posteriormente expertos evalúan las alternativas por cada criterio, asignando una calificación y así obtener la alternativa óptima para el problema de acuerdo al criterio profesional de los expertos. La Tabla 2 muestra una descripción general de los métodos multicriterio existentes de acuerdo a su enfoque.

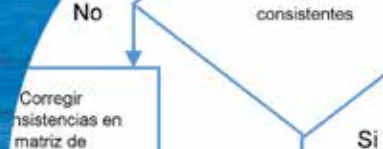


Tabla 1: Modelos de selección y de exclusión de contratistas en procesos de licitación

País	Modalidades de selección	Modalidad de descarte	Referencias
Unión Europea	Precio más bajo-EMAT-oferta más cercana al promedio	Rechaza ofertas más bajas y más altas	Bergman y Lundberg (2013) Estache e Ilimi (2011) Lambropoulos (2007)
Perú	Oferta más cercana al promedio	Rechaza ofertas más bajas y más altas	Lambropoulos (2007)
Corea	Oferta más cercana al promedio	Rechaza ofertas más bajas y más altas	Lambropoulos (2007)
Taiwán	EMAT-precio calidad	Rechaza ofertas más bajas y más altas	Wang <i>et al.</i> (2013)
China	Precio más bajo- oferta más favorable precio calidad	N/A	Padhi y Mohapatra (2010) Wang <i>et al.</i> (2013) Ye <i>et al.</i> (2013)
EEUU	Precio más bajo-tiempo	N/A	Bastias y Molenaar (2010) Lambropoulos (2007)
India	Precio más bajo	N/A	Padhi y Mohapatra (2010)
Sudáfrica	EMAT-precio calidad	N/A	Bolton (2009)
Turquía	Precio más bajo	N/A	Palaneeswaran y Kumaraswamy (2001), Topcu (2004)
Chile	Oferta más favorable - precio calidad	N/A	MOP (2009)
Colombia	Oferta más favorable -precio calidad	Establece un límite inferior y descarta las ofertas que se encuentren por debajo a dicho límite	DPN (2013)

Métodos de selección de criterios y asignación de pesos

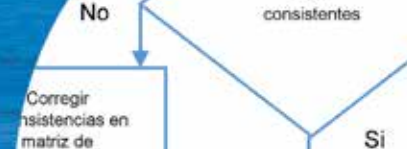
El primer paso para realizar la selección de la mejor alternativa es la selección de los criterios y luego asignarle los pesos ó que determinan la importancia relativa de cada uno respecto al total y, de esta manera, realizar una ponderación de acuerdo al método empleado. Si bien algunas de las metodologías podrían no requerir ponderación de criterios (de hecho, algunas no requieren selección de criterios), en la

Tabla 2: Métodos multicriterio y enfoques (Roy y Słowiński, 2013)

Clasificación	Abreviatura	Método
Métodos basados en la teoría del valor	AHP	Proceso analítico jerárquico
	ANP	Proceso de red analítica
	COPRAS	Evaluación compleja proporcional
	FSs	Conjuntos difusos
	TOPSIS	Técnica para el orden de preferencia por similitud a solución real
	VIKOR	Optimización multidisciplinar y solución de compromiso
	UTA	Utilidades aditivas
	MCS	Simulación Monte Carlo
	UT	Teoría de la utilidad
	GST	Teoría del sistema Gris
	MAUT	Teoría de la utilidad multiatributo
Métodos de clasificación	PROMETHEE	Clasificación de preferencia, método de enriquecimiento de evaluaciones
	ELECTRE	Eliminación y opciones que reflejan la realidad
		Métodos de regresión ordinal robusta
	UTA GMS	La regresión ordinal robusta para problemas de clasificación y elección
	GRIP	Regresión generalizada con intensidades de preferencia
	RUTA	Método de desagregación de preferencia

mayoría de los casos es necesario hacerlo y se convierte en un proceso de gran importancia, pues independientemente del método de selección de contratistas, la ponderación de los criterios indiscutiblemente puede llegar a cambiar la escogencia, por su influencia directa sobre el resultado final. En últimas, lo que se busca al emplear un método para definir la importancia relativa de los criterios es disminuir la subjetividad que implícitamente está en las apreciaciones humanas, para construir una distribución objetiva y consistente. La Tabla 3 presenta algunos de los métodos empleados para asignación de pesos en selección de contratistas en proyectos de construcción o infraestructura.

Los métodos de selección y ponderación de criterios se clasificaron en dos categorías: los métodos subjetivos y los objetivos. Se puede observar que los métodos más populares



en proyectos de construcción son los AHP y asignación por expertos que hacen parte de la categoría subjetiva. Los pesos de los criterios determinados por los métodos de ponderación subjetivas dependen sólo de la preferencia de quienes toman las decisiones y no de los datos cuantitativos medidos en los proyectos de construcción. Por el contrario, los pesos objetivos se obtienen por métodos matemáticos basados en el análisis de los datos iniciales. Los juicios de quienes toman las decisiones a veces dependen de su conocimiento o información. Por lo tanto, los errores de los pesos de los criterios en cierta medida son inevitables. Como se puede observar, ninguno de los dos enfoques es perfecto. Se puede sugerir que un método integrado podría ser más apropiado para determinar los pesos de criterios (Wang *et al.*, 2009).

Tabla 3: Métodos de selección de criterios y asignación de pesos

Categoría	Método	Referencias	Número de referencias
Subjetivo	AHP/AHP difuso	Anagnostopoulos y Vavatsikos (2006), Chou <i>et al.</i> (2013), Jaskowski <i>et al.</i> (2010), Liu y Yan (2007), Nassar y Hosny (2013), Park y Chul (2012), San Cristobal (2012), Topcu (2004), Trivedi (2011), Wang <i>et al.</i> (2013, 2013b)	11
	ANP	El-Abbasy <i>et al.</i> (2013)	1
	Asignación por expertos / tomadores de decisión	Alhumaidi (2015), Awad y Fayek (2012), Bendana <i>et al.</i> (2008), Darvish <i>et al.</i> (2009), Horta <i>et al.</i> (2013), Li <i>et al.</i> (2007), Nieto-Morote y Ruz-Vila (2012), Plebankiewicz (2009, 2012, 2014), Wei <i>et al.</i> (2011), Singh y Tiong (2015), Vahdani <i>et al.</i> (2009)	13
Objetiva	Pesos iguales	Arslan <i>et al.</i> (2008)	1
	Entropía	Wang <i>et al.</i> (2009b)	1

Criterios de precalificación y selección

Las literaturas revisadas son tanto teórica, conceptual y empírica. Así, esta investigación se enfoca principalmente en los Métodos Multicriterios MCDM aplicados a los procesos de adjudicación de contratos de infraestructura donde el contratante del proyecto es un organismo público. La multiplicidad de criterios y herramientas de medición que se está desarrollando en este campo de rápido crecimiento demuestra la importancia de la labor conceptual y metodológica en esta área. El desarrollo y selección de criterios requieren parámetros relacionados

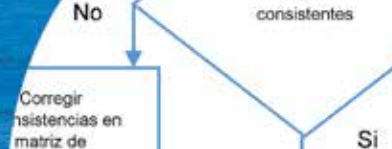
con la confiabilidad, conveniencia, practicidad y limitaciones de la medición. Los criterios utilizados para seleccionar contratistas de infraestructura y construcción en la literatura se dividen principalmente en cuatro atributos: experiencia, técnicos, organizacionales y financieros y económicos, que se resumen en la Tabla 4.

Tabla 4: Principales categorías de evaluación de criterios (Watt *et al.*, 2009)

Atributos	Criterio
Experiencia	Experiencia
	Desempeño en el pasado (tiempo de entrega, calidad en el trabajo)
	Habilidad para terminar proyectos a tiempo
	Proyectos similares
Técnicos	Disponibilidad de personal experto y técnico
	Disponibilidad de recursos (capacidad técnica)
	Capacidad-carga de trabajo
	Conocimiento especializado en el método de construcción
Organizacionales	Capacidad administrativa
	Reputación
	Salud y seguridad ocupacional
	Calidad
Financieros y económicos	Relación con los clientes
	Estabilidad financiera
	Flujo de caja libre
	Costo (precio de subasta)

Métodos multicriterio de selección de contratistas

La precalificación y la calificación de contratistas es un problema de decisión multicriterio que debe involucrar variables cualitativas y cuantitativas, en el cual son numerosas las partes interesadas y pueden tener impactos desde diferentes ópticas: económica, monetaria o social. Por lo anterior, se han desarrollado métodos que buscan realizar una efectiva selección de contratistas y que funcionan como marcos de referencia para llevar a cabo procesos de selección en múltiples instancias. Dichos métodos se basan en la utilización de información cuantitativa y/o cualitativa relevante asociada a los contratistas y al proyecto en cuestión, la cual es procesada y analizada con el fin de entregar resultados que sugieren cuál o cuáles son los contratistas mejor calificados y por lo



tanto más adecuados para ejecutar el proyecto. En la Tabla 5 se observan los modelos más utilizados para el problema de selección de contratistas de proyectos de construcción e infraestructura en países Europeos, EEUU, China, India, Sudáfrica, Chile y Perú en los últimos 5 años.

Tabla 5: Modelos de selección de contratistas de la construcción (Jato-Espino *et al.*, 2014)

Enfoque	Método	N. de ocurrencias	% del total
Individual	AHP	20	22.73
	ELECTRE	6	6.82
	TOPSIS	3	3.41
	ANP/Delphi/GST	2	2.27
	Otros	1	1.14
Combinado	AHP	26	29.54
	FSS	24	27.27
	TOPSIS	11	12.50
	ANP/MCS/MIVES/VIKOR	4	4.54
	COPRAS/GST/PROMETHEE/SAW	2	2.27
	Otros	1	1.14

En términos de métodos, el más utilizado es el AHP, debido a su sencillez de aplicación y flexibilidad. Además, el AHP es una técnica fácilmente combinable con otros métodos, con frecuencia como un mecanismo para sopesar la importancia de los criterios que definen el problema de toma de decisiones. Mientras tanto, la razón por la cual los conjuntos borrosos SFS son utilizados como enfoque híbrido por su capacidad de tener en cuenta la incertidumbre y la imprecisión en los datos. Por otro lado, teniendo en cuenta los FSS más como un complemento de un método multicriterio por sí mismo. La técnica TOPSIS basado en el concepto de cercanía a las soluciones ideales y anti-ideales a un problema de toma de decisiones, es un método fácil de calcular y algorítmicamente estructurado, que automatiza considerablemente sus condiciones de ejecución. Del mismo modo, las búsquedas del método VIKOR para la solución más cercana al ideal general, pero a diferencia de TOPSIS, su proceso de normalización es hecho linealmente, en lugar de vectorialmente. En cualquier caso, la mayor diferencia reside en su grado de difusión; la propagación de VIKOR está lejos de la de TOPSIS, presumiblemente porque el primero se hizo conocido al público varios años después de la segunda (Jato-Espino *et al.*, 2014).

Contratación pública en obras de infraestructura en Colombia

En Colombia, los procesos de contratación pública para proyectos de infraestructura están a cargo de la Agencia Nacional de Infraestructura ANI. Estos procesos se encuentran regulados por las leyes 80 de 1993, 1150 de 2007 y 1474 de 2011. En materia de infraestructura de transporte y en los demás aspectos se rigen por la ley 1682 de 2013 y por el derecho privado. Además, el decreto 1510 de 2013 por el cual se reglamenta la contratación pública. Para el caso específico de selección de contratistas para proyectos importantes de infraestructura la modalidad más usada es la Asociación Público Privada APP. El procedimiento de contratación se encuentra expuesto en la ley 1508 del 2012. Actualmente, Colombia viene desarrollando las denominadas carreteras de la prosperidad como eje fundamental para el desarrollo de la infraestructura del país. Para la adjudicación de dichos contratos, ANI está utilizando dentro de la licitación pública la modalidad de APP. Existen dos tipos de APP, una de iniciativa pública que es el Estado Colombiano quien convoca y otra es la de iniciativa privada, quien es una persona natural o jurídica de derecho privado quien estructura el proyecto por su propia cuenta y riesgo, asumiendo la totalidad de los costos de la estructuración. A su vez, esta última no podrá requerir más del 20% del presupuesto estimado de inversión del proyecto. La Figura 2 describe el proceso de adjudicación del contrato.

Metodología del modelo propuesto

Después de un análisis detallado del estado del arte con respecto a los métodos de análisis existentes para la contratación pública de proyectos de infraestructura, se identifica que los MCDM son un enfoque de apoyo en la evaluación y decisión operativa adecuado para hacer frente a problemas complejos que ofrecen una alta incertidumbre, diferentes formas de datos e información, intereses múltiples, sistemas complejos, como es el caso del problema de selección de contratistas para proyectos de infraestructura. En general, el problema MCDM para TDACI implica m alternativas evaluadas en n criterios. Así, la matriz de decisión agrupada se representa en (1).

Donde x_{ij} es el desempeño del criterio j -ésimo de la i -ésima alternativa, w_j es el peso del criterio j , n es el número de

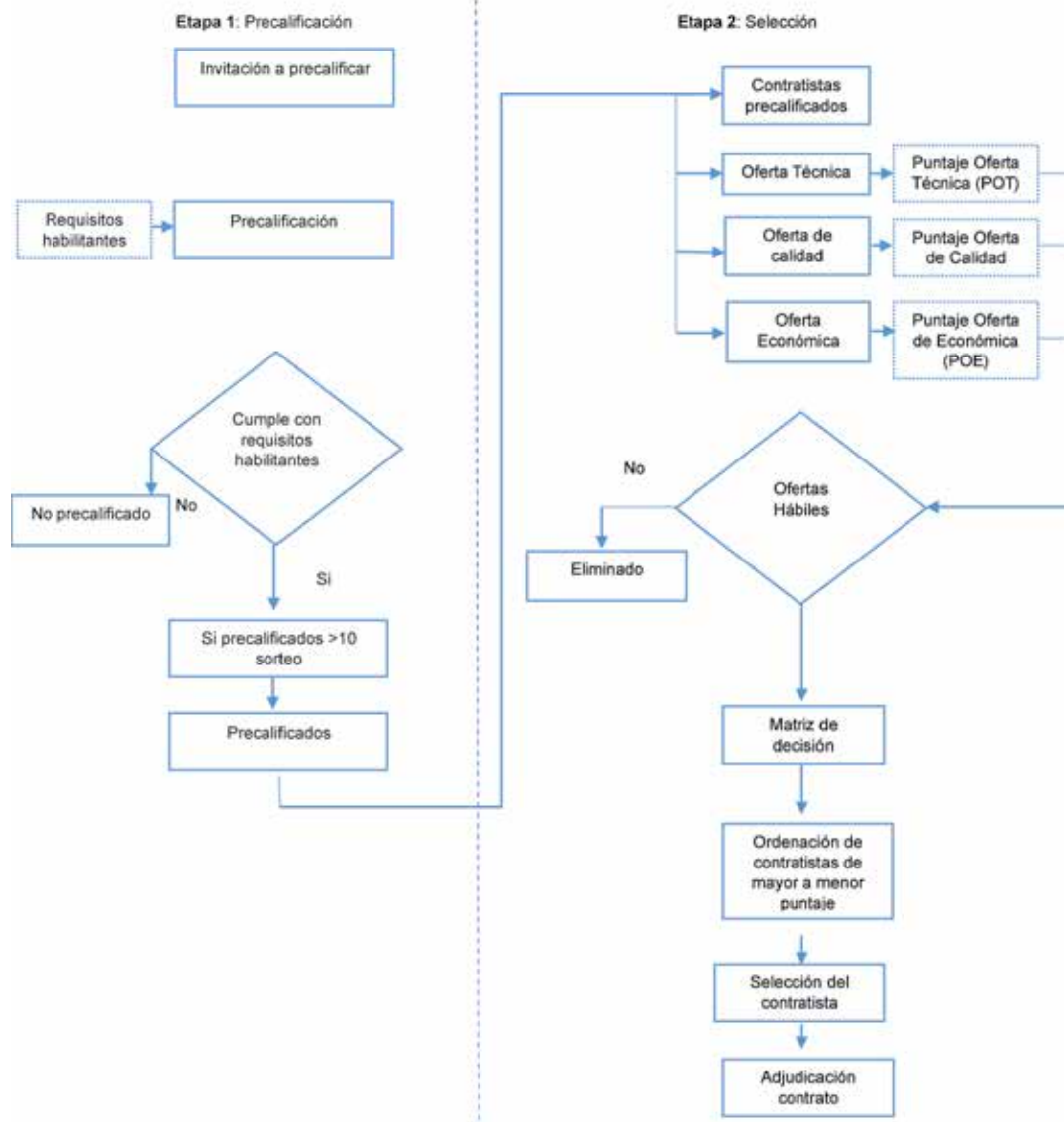
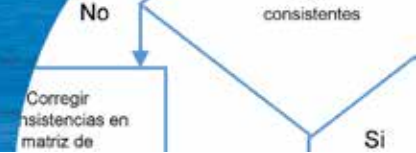


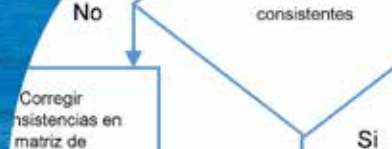
Figura 2: Proceso de la adjudicación de una APP de iniciativa pública en Colombia

alternativas	criterios			
	C_1	C_2	\dots	C_n
	(pesos $w_1 \quad w_2 \quad \dots \quad w_n$)			
A_1	x_{11}	x_{12}	\dots	x_{1n}
A_2	x_{21}	x_{22}	\dots	x_{2n}
\vdots	\vdots	\vdots	\ddots	\vdots
A_m	x_{m1}	x_{m2}	\dots	x_{mn}

(1)

criterios y m es el número de alternativas. El modelo propuesto tiene 3 etapas principales que contienen varios

pasos: *i*) etapa de determinación de criterios y asignación de pesos, *ii*) precalificación y *iii*) selección del contratista. Las tres etapas se relacionan entre sí, porque en su orden son una variable de entrada para la siguiente etapa; dicho de otra manera, una vez determinados los criterios y sus pesos, estos servirán de insumo para las etapas de precalificación y selección. A su vez la precalificación, además de determinar los contratistas que pasarán a la siguiente etapa de selección, generará una puntuación que es insumo en la etapa de selección. Un enfoque de selección efectiva debe integrar la precalificación como parte de cualquier ejercicio de selección, combinar este con el costo total de la oferta para generar una puntuación



combinada que permita recomendar el contratista más competente (Topcu, 2004). En cada etapa (preselección y selección) se evaluarán criterios diferentes.

Etapa I. Determinación de criterios y asignación de pesos

Un conjunto de criterios se establece para la evaluación de selección de contratistas de acuerdo a la naturaleza del proyecto de infraestructura. El establecimiento de un adecuado sistema de criterios que reflejen los objetivos del proyecto, las necesidades de los clientes y todos los factores que influyen en el éxito de un proyecto es fundamental para la clasificación de los contratistas. De acuerdo al modelo se proponen criterios y subcriterios para la precalificación y criterios para la selección, siendo la precalificación un criterio en la selección. En muchos problemas de decisión, los criterios de decisión no tienen la misma importancia por lo que un peso que representa su importancia se asigna a cada criterio. Con una estructura jerárquica de criterios, cada criterio está asociado con un peso local y un peso global. El peso local de un criterio se refiere al peso en relación con otros criterios en el mismo grupo y nivel, lo que se evaluará mediante el proceso de comparación por pares. El peso global de un criterio se refirió a la importancia relativa de todos los demás criterios para el objetivo global del problema de decisión (Nieto-Morote y Ruz-Vila, 2012).

Para calcular el peso local de cada criterio, se requiere que los tomadores de decisiones proporcionen su juicio comparativo sobre la importancia relativa de un criterio sobre otro, pertenecientes ambos al mismo nivel y el grupo en la estructura jerárquica. Para determinar los pesos se utilizará la metodología de Proceso Analítico Jerárquico AHP que de acuerdo al estado del arte es la metodología más usada para la determinación de pesos a los criterios por su sencillez en su aplicación y porque es fácilmente combinable con otros métodos (Jato-Espino *et al.*, 2014). Para la obtención de la información por parte de los expertos normalmente se utilizan técnicas tales como entrevistas. Los criterios utilizados pueden ser cualitativos o cuantitativos y la jerarquía de las alternativas se calcula teniendo en cuenta la contribución que cada criterio y subcriterio tiene en el resultado final. El modelo propuesto para la selección de contratistas para proyectos

de infraestructura de iniciativa pública se describe en la Figura 3.

El AHP está basado en una estructura jerárquica de los elementos envueltos en el problema de decisión. El establecimiento de la jerarquía requiere conocimiento y experticia por parte del tomador de decisiones para cada problema específico. La jerarquía más simple se compone de 3 niveles (Anagnostopoulos y Vavatsikos, 2006). En el primer nivel se encuentra la meta, respecto a la cual se toma la decisión final; en el segundo nivel los criterios de selección, y en el tercer nivel los subcriterios o alternativas a evaluar. La flexibilidad del modelo permite hacerlo más complejo si así se requiere para determinado problema, añadiendo niveles adicionales con sub-metas, criterios y sub-criterios. Se deben realizar los siguientes pasos:

Paso 1. El proceso de jerarquización se basa en comparaciones por pares: El tomador de decisiones compara dos alternativas A_i y A_j respecto a un criterio y asigna un valor numérico para darles un peso relativo. La comparación se basa en una escala fundamental que puede variar, por lo cual se puede seleccionar entre alguna escala utilizada previamente o definir una nueva. La Tabla 6 muestra la escala de importancia relativa a 5 niveles.

Tabla 6: Escala para importancia relativa AHP (Saaty, 1995)

Valor numérico	Descripción
1	Ambos criterios tienen igual importancia
3	Débil o moderada importancia de uno sobre otro
5	Importancia fuerte de un criterio sobre otro
7	Importancia muy fuerte de un criterio sobre otro
9	Importancia absoluta de un criterio sobre otro

Teniendo n alternativas se debe obtener entonces una matriz de tamaño $n \times n$. Nótese que para cada nivel se construye una matriz cuadrada incluyendo todas las alternativas. Todos los elementos de la diagonal principal en una matriz de comparación deben tener valor 1, es decir, $a_{ij} = 1$, lo anterior debido a que una alternativa tiene una importancia relativa respecto a sí misma de 100%. Además, la matriz es simétrica y cada elemento es el inverso multiplicativo de su simétrico, es decir, $a_{ij} \times a_{ji} = 1$, lo cual quiere decir que $a_{ij} = 1/a_{ji}$, de no ser así obviamente habría inconsistencia en la comparación ya que no se conservaría la importancia

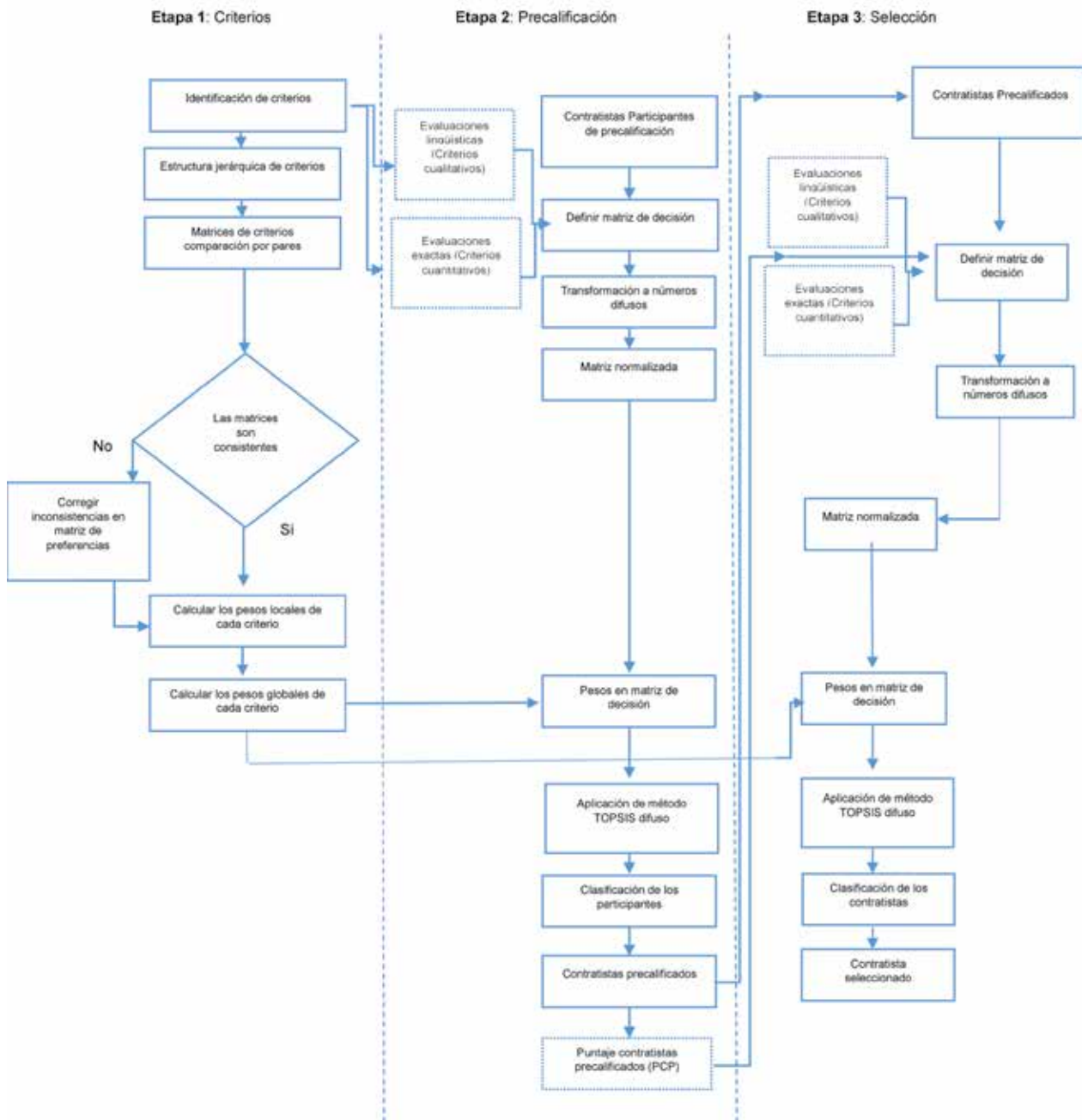
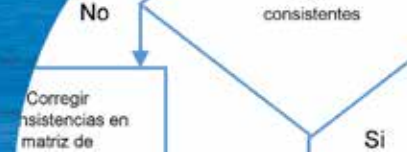


Figura 3: Modelo propuesto para selección de contratistas

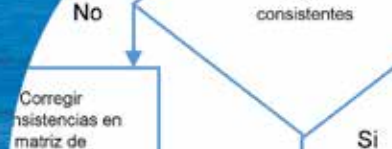
relativa al realizar una comparación en dirección contraria. La matriz de comparación por pares A , de las alternativas P , con respecto al criterio K , se expresa en (2).

$$\begin{matrix}
 K & P_1 & P_2 & \dots & P_n \\
 P_1 & 1 & a_{12} & \dots & a_{1n} \\
 P_2 & 1/a_{12} & 1 & \dots & 1/a_{2n} \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\
 P_n & 1/a_{1n} & 1/a_{2n} & \dots & 1
 \end{matrix}
 \quad (2)$$

Paso 2. Dada la matriz expresada en (2), se suman verticalmente los elementos de cada columna. Así se obtienen los valores de (3).

$$v_1, v_2, \dots, v_n = \sum_{i=1}^n a_i \quad (3)$$

Una vez obtenida la suma de cada columna, se divide cada elemento de la matriz de comparaciones entre la suma obtenida, para conseguir la matriz de comparaciones normalizada (4)



$$A_{normalizada} = \begin{pmatrix} 1/v_1 & a_{12}/v_2 & \dots & a_{1n}/v_n \\ a_{21}/v_1 & 1/v_2 & \dots & a_{2n}/v_n \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ a_{n1}/v_1 & a_{n2}/v_2 & \dots & 1/v_n \end{pmatrix} \quad (4)$$

Paso 3. Con la matriz de comparaciones normalizada, se calcula el vector columna que contiene los promedios de las filas como se expresa en (5).

$$p = \begin{pmatrix} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n a_{1j} \\ \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n a_{2j} \\ \dots \\ \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n a_{nj} \end{pmatrix} \quad (5)$$

Se obtiene el vector de prioridades de los criterios, como se expresa en (6).

$$p = \begin{pmatrix} P_{c11} \\ P_{c12} \\ \dots \\ P_{c1n} \end{pmatrix} \quad (6)$$

Se puede comprobar que la suma de los elementos del vector prioridades sea igual a 1.

Paso 4. Se multiplican la matriz de decisiones [A], con los vectores de prioridades de los subcriterios [P] respecto al criterio de jerarquía superior, obteniéndose [P’], como se muestra en (7).

$$A \begin{pmatrix} C & C & \dots & C & \dots & C \\ 1 & 2 & \dots & j & \dots & n \\ X & X & \dots & X & \dots & X \\ 1 & 11 & 12 & \dots & 1j & \dots & 1n \\ A & X & X & \dots & X & \dots & X \\ 2 & 21 & 22 & \dots & 2j & \dots & 2n \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ A & X_i & X_i & \dots & X & \dots & X_i \\ i & 1 & 2 & \dots & ij & \dots & n \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ A & X & X & \dots & X & \dots & X \\ m & m1 & m2 & \dots & mj & \dots & mn \end{pmatrix} \begin{pmatrix} P_c \\ P_c \\ 1j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P' \\ P' \\ c1j \end{pmatrix} \quad (7)$$

Paso 5. Posteriormente, el proceso se repite hasta terminar todas las comparaciones de los elementos del modelo (criterios, subcriterios y alternativas).

Paso 6. A pesar de la experiencia y conocimiento que tenga el tomador de decisiones, puede haber comparaciones inconsistentes con otras. Una matriz de comparación es consistente si $a_{ij} \times a_{jk} = a_{ik}$, para todo i, j, k . El AHP utiliza una medida de consistencia de los juicios realizados en las comparaciones, conocida como el Índice de consistencia o CI, y se calcula para cada matriz de comparación de acuerdo a los siguientes cálculos:

- Se divide el vector [P’] entre su correspondiente elemento en [P] obteniéndose [D].
- El promedio de los elementos de [D] (autovalor máximo) es λ_{max} . Luego, si n es el tamaño de la matriz se aplica (8).

$$CI = \frac{\lambda_{max} - n}{n - 1} \quad (8)$$

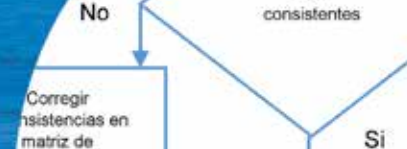
- El índice de consistencia se divide entre el promedio de índice de consistencia aleatorio, para obtener la relación de consistencia o CR, de acuerdo a (9).

$$CR = \frac{CI}{IA} \quad (9)$$

- El IA en (9) es un valor constante para una matriz de $n \times n$, el cual se obtiene por medio de simulación de matrices de igual tamaño, teniendo en cuenta la misma escala de comparación, asegurando que $a_{ij} = 1/a_{ji}$.
- Para el cálculo de IA, Saaty (1995) ha aproximado índices aleatorios IA para diversos tamaños de muestra N con base en diferentes ensayos, concluyendo que si el CR es inferior a 0.1, la matriz es consistente. La Tabla 7 muestra tamaños de la muestra.

Tabla 7: Índices aleatorios para diversos tamaños de muestra (Saaty, 1995)

N	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	...
IA	0.00	0.00	0.58	0.90	1.12	1.24	1.32	1.41	1.45	1.49	1.51	...



Paso 7. Se toman los pesos obtenidos de la evaluación de cada experto y se promedian, tanto para los criterios como para los subcriterios, estos serían los pesos locales. Para obtener los pesos globales de cada subcriterio en todo el sistema se multiplican los pesos globales por el peso del criterio.

Etapa II. Precalificación

Una tarea fundamental es evaluar la competencia del contratista con respecto a los criterios de precalificación, es decir, determinar quienes participarán para realizar la oferta técnica, de calidad y económica. Para ello es necesario definir la matriz de decisiones, especialmente cuando los criterios de decisiones pueden tener características cualitativas y cuantitativas. En el caso de criterios cualitativos es preferible que los tomadores de decisión para evaluar sus juicios utilicen términos lingüísticos en lugar de números reales. Por lo tanto, se proponen dos tipos de evaluaciones: 1) cuando el criterio de evaluación es cuantitativo, la evaluación son números reales, y 2) cuando el criterio de evaluación es cualitativo, la evaluación se realizará en términos lingüísticos. Las evaluaciones se describen subjetivamente en términos lingüísticos como muy bueno, bueno, aceptable, pobre, muy pobre. Estos términos se construyen para ayudar a quien toma las decisiones para evaluar la competencia de una alternativa en un criterio en particular. Para hacer frente al problema que estos términos no son matemáticamente operables, a cada término se le asocia un número difuso triangular.

En el caso de los criterios cuantitativos es necesario también convertir los números reales en números difusos. Para hacer frente a esta dificultad el número real que obtenga un contratista en un criterio determinado puede ser representado por un número difuso triangular. Por ejemplo (3.0, 3.0, 3.0) (Nieto-Morote y Ruz-Vila, 2012).

Para la clasificación de los contratistas se utilizará el método TOPSIS (*Technique for Order Performance by Similarity to Ideal Solution*), la cual fue desarrollado por Hwang y Yoon (1981), y se fundamenta en el concepto que la mejor elección entre diferentes alternativas es aquella que minimiza la distancia a la Solución Positiva Ideal PIS y a la vez maximiza la distancia a la Solución Negativa Ideal NIS, es decir, la mejor y peor soluciones teórica (Yalcin,

et al., 2012). Se seleccionó este método porque de acuerdo a Roy y Słowiński (2013) para realizar la elección de un método de decisión multicriterio, es necesario analizar el tipo de resultados que espera que el método produzca, el tipo de resultados obtenidos es una característica que distingue a los distintos métodos. En el modelo propuesto, se espera que el resultado que se obtenga sea un puntaje de precalificación. Para este tipo de resultados Roy y Słowiński (2013) afirma que los métodos más pertinentes son los métodos basados en la teoría de valor del cual TOPSIS hace parte. De acuerdo al estado del arte, el método TOPSIS es uno de los más usados para resolver problemas de selección de contratistas de la construcción. Además, otra razón por la cual se seleccionó este método es debido que TOPSIS es flexible para combinarlo con lógica difusa, también útil para corregir problemas de arbitrariedad, incertidumbre o en algunos casos la indeterminación (Roy y Słowiński, 2013). En el método TOPSIS, los valores definidos como números triangulares borrosos, funciona como se muestra a continuación (Krohling y Campanharo, 2011).

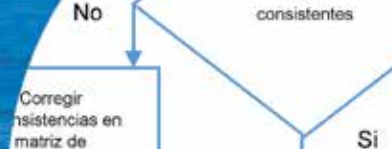
Se construye la matriz de decisión A^k para el experto k , tal como lo muestra (10). Con $k = 1, 2, \dots, l$; para un número de expertos l .

$$A^k = \begin{pmatrix} \tilde{x}_{11}^k & \cdots & \tilde{x}_{1n}^k \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \tilde{x}_{m1}^k & \cdots & \tilde{x}_{mn}^k \end{pmatrix} \quad (10)$$

Donde $1, 2, \dots, m$ son las alternativas y C_1, C_2, \dots, C_n son los criterios, \tilde{x}_{ij}^k indica la puntuación de la alternativa i para el criterio C_j , de acuerdo al criterio de los expertos participantes y a la escala de valores definida para los números triangulares borrosos. Se debe encontrar una matriz promedio A , que no es más que el promedio de todas las calificaciones otorgadas por los expertos, tal como lo muestra la expresión (11).

$$\tilde{x}_{ij} = \frac{\sum_{k=1}^l X_{ij}}{l} \quad (11)$$

El vector de pesos $W = (\tilde{w}_1, \tilde{w}_2, \dots, \tilde{w}_n)$ se compone de los pesos individuales \tilde{w}_j ($j = 1, 2, \dots, n$) para cada criterio C_j . Después de la normalización, se procede a calcular la matriz normalizada ponderada $P = [\tilde{p}_{ij}]_{m \times n}$ con $i = 1, \dots,$



m y $j = 1, \dots, n$, multiplicando la matriz de decisión normalizada por el vector de pesos, como lo expresa la ecuación (12).

$$\tilde{p}_{ij} = w_i \times \tilde{x}_{ij} \quad (12)$$

Se identifican las soluciones positivas y negativas ideales, A^+ y A^- (PIS y NIS), respectivamente, como lo expresa (13) y (14) respectivamente.

$$A^+ = (\max \tilde{p}_{ij} | j \in J, i = 1, \dots, m) \quad (13)$$

$$A^- = (\min \tilde{p}_{ij} | j \in J, i = 1, \dots, m) \quad (14)$$

Es decir, se construyen dos vectores con los valores máximos y mínimos de p_{ij} para cada alternativa, como lo expresan (15) y (16) respectivamente.

$$A^+ = (\tilde{p}_1^+, \tilde{p}_2^+, \dots, \tilde{p}_m^+), \text{ donde } p_{ij} = w_i \times \tilde{x}_{ij} \quad (15)$$

$$A^- = (\tilde{p}_1^-, \tilde{p}_2^-, \dots, \tilde{p}_m^-), \text{ donde } p_{ij} = w_i \times \tilde{x}_{ij} \quad (16)$$

Posteriormente, se calculan las distancias euclidianas a la solución positiva ideal A^+ y a la solución negativa ideal A^- , respectivamente, como lo expresa (17) y (18).

$$d_i^+ = \sum_{j=1}^n d(\tilde{p}_{ij}, \tilde{p}_j^+), \text{ para } i = 1, \dots, m. \quad (17)$$

$$d_i^- = \sum_{j=1}^n d(\tilde{p}_{ij}, \tilde{p}_j^-), \text{ para } i = 1, \dots, m. \quad (18)$$

Donde d corresponde a la distancia Euclidiana entre dos números triangulares. Se calcula el coeficiente de cercanía CC_i a la solución ideal, para cada alternativa A_i . La expresión (19) corresponde a este coeficiente.

$$CC_i = \frac{d_i^-}{d_i^+ + d_i^-} \quad (19)$$

Finalmente se ordenan las alternativas de acuerdo a su coeficiente de cercanía, teniendo en cuenta que las mejores alternativas son aquellas que presentan un mayor valor de dicho coeficiente y por lo tanto se encuentran más cerca de la solución ideal. Se puede determinar un umbral de puntaje para determinar los contratistas precalificados y no precalificados.

Etapa III: Selección del contratista

Una vez se tengan los contratistas precalificados y sus respectivos puntajes de precalificación, ellos realizarán la oferta de calidad, técnica y económica. Para la selección de contratistas se tomará el puntaje de cada uno obtenido en la precalificación y se ponderará con los puntajes que obtenga cada contratista para cada oferta. La clasificación de los contratistas se realizará por el método TOPSIS que seleccionará el contratista que más se acerque a la solución ideal detallado en la etapa II de precalificación. Para determinar si las ofertas económicas son hábiles o no, se usará la misma política gubernamental al respecto, es decir, si la oferta es mayor al 90% de la media de las ofertas económicas.

Caso de estudio

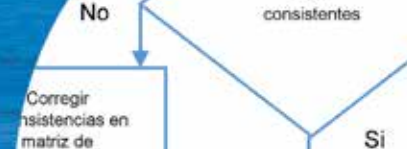
Al aplicar el modelo propuesto, el cual se muestra en la Figura 4, se utilizarán datos supuestos. El proyecto de infraestructura será una APP para el diseño, construcción, operación y financiación de una vía en Colombia. Por lo tanto, el problema se define en seleccionar el contratista más competente. Para lograr este objetivo, se realizarán tres etapas: 1 determinación de criterios y sus respectivos pesos, 2 precalificación y 3 selección.

Etapa I - Determinación de criterios y pesos

Para la asignación de los pesos para cada criterio y subcriterio se conformó un grupo de cuatro expertos de diferentes intereses, los cuales realizaron las comparaciones pareadas de todos los criterios de análisis. El grupo fue conformado así:

1. Un Ingeniero Civil, experto de una banca de inversión de estructuración de proyectos de infraestructura.
2. Un Ingeniero Administrador, docente investigador experto en temas relacionados a proyectos de infraestructura.
3. Un Abogado, miembro experto de la ANI.
4. Un Ingeniero Civil, miembro experto de una empresa contratista de proyectos de infraestructura

De acuerdo a la literatura analizada en el estado del arte y la anterior propuesta metodológica, se construyeron los criterios y sub-criterios. La Figura 5 muestra la jerarquía de los criterios y subcriterios.



Pesos de los criterios en la etapa de precalificación

Para el caso de la precalificación se organizaron los subcriterios en criterios principales tales como experiencia, capacidad técnica, capacidad organizacional y la estabilidad financiera. La Tabla 8 muestra los criterios y sub-criterios de precalificación.

Para cada criterio establecido se determinaron su tipología de costo o beneficio y su dimensión; cuantitativo o cualitativo. Para el caso de este modelo se consideraron algunos subcriterios como cualitativos; sin embargo, podrían cambiarse a cuantitativos si se requirieran. Una vez identificados los criterios de decisión, se entrevistaron a 4 expertos, quienes realizaron comparaciones pareadas de criterios mediante la técnica AHP. Los pesos obtenidos para la precalificación después de aplicar los pasos 1-7 de la sección anterior, así como las ecuaciones (2) a (8), como se observa en la Tabla 9.

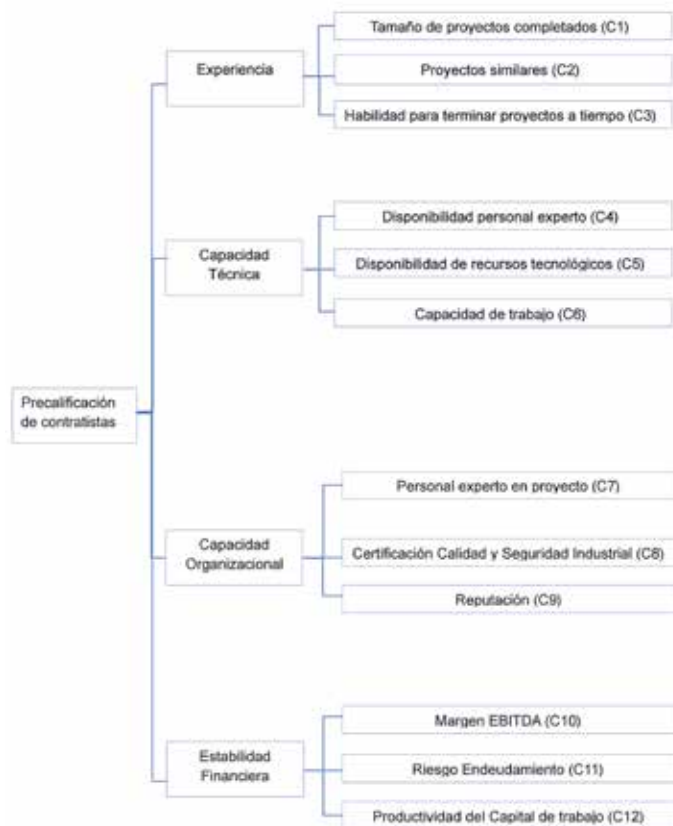


Figura 4: Estructura jerárquica de los criterios de precalificación

Tabla 8: Lista de criterios y sub-criterios en la precalificación

Criterio	Sub-criterio	Descripción	Tipo	Dimensión
Experiencia	Tamaño de proyectos completados	Tamaño de los proyectos ejecutados en los últimos 5 años	Beneficio	Cualitativo
	Proyectos similares	Proyectos similares desarrollados en los últimos 5 años	Beneficio	Cualitativo
	Habilidad para terminar proyectos a tiempo	Proporción de proyectos ejecutados a tiempo en los últimos 5 años	Beneficio	Cuantitativo
Capacidad Técnica	Disponibilidad de personal experto y técnico	Cantidad y grado de calificación del personal	Beneficio	Cualitativo
	Disponibilidad de recursos (Equipos, tecnología)	Evaluación del grado de suficiencia de los equipos y tecnología	Beneficio	Cualitativo
	Capacidad-Carga de trabajo	Capacidad de desarrollar nuevos proyectos	Beneficio	Cualitativo
Capacidad Administrativa	Personal experto en manejo de Proyectos	Personal que cuenta con certificación y experiencia en administración de proyectos	Beneficio	Cualitativo
	Certificación en Calidad y seguridad industrial	Evaluación de los sistemas de gestión de la calidad y seguridad industrial	Beneficio	Cualitativo
	Reputación	Evaluación de demandas y escándalos	Beneficio	Cualitativo
Estabilidad Financiera	Margen EBITDA	EBITDA/Ingresos	Beneficio	Cuantitativo
	Riesgo de endeudamiento	Deuda Financiera/EBITDA	Costo	Cuantitativo
	PKT	Productividad del Capital de trabajo (KTNO/Ventas)	Costo	Cuantitativo

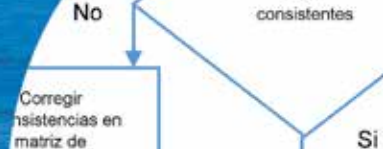


Tabla 9. Pesos de los criterios de precalificación

Criterio	Peso criterio, %	Subcriterio	Peso local, %	Peso global, %
Experiencia	25	Tamaño proyectos completados	42	10.43
		Proyectos similares	25	6.06
		Habilidad para terminar proyectos a tiempo	33	8.07
Capacidad técnica	18	Disponibilidad personal experto	45	8.14
		Disponibilidad de recursos	14	2.46
		Capacidad de trabajo	41	7.39
Capacidad administrativa	11	Personal experto en proyectos	25	2.76
		Certificación calidad y seguridad	12	1.34
		Reputación	63	6.90
Capacidad financiera	46	Margen EBITDA	47	21.68
		Endeudamiento	27	12.39
		Liquidez	27	12.39

Pesos para los criterios de selección

Para el caso de los criterios de selección se determinaron 4 criterios sin subcriterios: 1) puntaje precalificación; 2) oferta técnica; 3) oferta de calidad y 4) oferta financiera. Los criterios de selección se observan en la Tabla 10. Una vez identificados los criterios de decisión, se entrevistaron a 4 expertos, quienes realizaron comparaciones pareadas de criterios mediante la técnica AHP. Los pesos obtenidos para la selección, después de aplicar los pasos 1 a 7 de la metodología y las ecuaciones (2) a (8), se presentan en la Tabla 10.

Tabla 10. Criterios de selección

Criterio	Descripción	Tipo	Dimensión	Peso, %
Precalificación C1	Puntaje obtenido en la precalificación	Beneficio	Cuantitativo	38
Oferta técnica C2	El contratista realizará una propuesta técnica del proyecto (diseño de trazado, puentes, viaductos, túneles, etc.)	Beneficio	Cualitativo	14
Oferta de calidad C3	El contratista realizará una propuesta de mejoras adicionales	Beneficio	Cualitativo	14
Oferta económica C4	Valor de la oferta económica	Costo	Cualitativo	34

Etapa II. Precalificación

Para la precalificación se supondrá que existen 6 contratistas que están precalificando y a su vez, los criterios cualitativos están siendo evaluados por dos expertos. Para esta etapa se siguieron los pasos descritos en la metodología y las ecuaciones (9) a (19). Evaluar la calificación de las alternativas con respecto a cada criterio, dos sistemas de evaluación se definen: el uso de los números reales cuando el criterio tiene dimensión cuantitativa o usar términos lingüísticos cuando el criterio tiene dimensión cualitativa. En este último caso, cinco términos lingüísticos se utilizan para medir el nivel de rendimiento de cada contratista con respecto a cada criterio cualitativo. Estos términos lingüísticos con sus respectivos números difusos se definen en la Tabla 11.

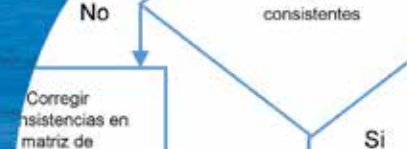
Tabla 11. Variables lingüísticas para nivel de satisfacción de las alternativas (Wei *et al.*, 2011)

Variable lingüística	Número difuso
Muy bueno	(0.75,1.0,1.0)
Bueno	(0.50,0.75,1.0)
Aceptable	(0.25,0.5,0.75)
Pobre	(0.0,0.25,0.5)
Muy pobre	(0.0,0.0,0.25)

Las evaluaciones con términos lingüísticos de los contratistas con respecto a los criterios de evaluación cualitativa se transforman en los correspondientes números difusos. Para operar matemáticamente es necesario convertir los criterios cuantitativos que están en términos de números reales en números difusos también. Para hacer frente a esta dificultad el número real que obtenga un contratista en un criterio determinado puede ser representado por un número difuso triangular, por ejemplo (3.0, 3.0, 3.0) (Nieto-Morote y Ruz-Vila, 2012). Una vez aplicado todo el procedimiento, se obtuvieron los coeficientes de cercanía que se muestran en la Tabla 12.

Tabla 12. Clasificación contratistas en la precalificación

Ranking	Alternativa	d^+	d^-	CC_i
1	2	0.066	0.306	0.822
2	3	0.108	0.264	0.709
3	1	0.121	0.253	0.676
4	4	0.141	0.231	0.622
5	6	0.231	0.142	0.382
6	5	0.307	0.065	0.175



Para este caso aplicado sólo precalificarán los contratistas que obtengan un coeficiente de cercanía superior al 60%. Para este caso se usará un umbral del 60%, pero este podría ser superior. En este caso particular las alternativas 1, 2, 3 y 4 son los contratistas precalificados, es decir, que pasarán para la siguiente etapa de selección. A su vez el valor del coeficiente obtenido por cada uno, se convertirá en puntos para la etapa de selección, es decir que el contratista 1, por ejemplo, tendrá un puntaje de 68 puntos para la selección.

Etapa III: Selección

Para esta etapa ingresan como datos de entrada los pesos de los criterios de selección mostrados en la Tabla 10. Además, ingresan los contratistas precalificados, es decir, aquellos que obtuvieron un coeficiente de cercanía mayor al 60%, mostrado en la Tabla 12. Se utilizarán las variables lingüísticas mostradas en la Tabla 11. La evaluación de los criterios cualitativos la realizaron dos expertos. Las calificaciones asignadas por los dos expertos para los criterios de dimensión cualitativa se muestran en la Tabla 13 y las puntuaciones de los criterios cuantitativos se muestran en la Tabla 14. En este caso todas las ofertas económicas se supondrán hábiles, de acuerdo a las disposiciones del gobierno, es decir, que superan el límite inferior que es el 90% a la media de las ofertas. Después de aplicar el mismo procedimiento de la precalificación, se obtiene la clasificación de las alternativas que se muestra en la Tabla 15.

Tabla 13. Calificaciones de criterios cualitativos de expertos en etapa de selección

Alternativa	C2		C3	
	Experto 1	Experto 2	Experto 1	Experto 2
1	Bueno	Bueno	Bueno	Muy bueno
2	Muy bueno	Muy bueno	Muy bueno	Muy bueno
3	Muy bueno	Muy bueno	Bueno	Bueno
4	Muy bueno	Bueno	Aceptable	Bueno

Tabla 14. Calificaciones criterios cuantitativos

Alternativa	C1	C4
	Precalificación	Oferta económica
1	68	930
2	82	917
3	71	856
4	62	884

Tabla 15. Clasificación de contratistas en el proceso de selección

Ranking	Alternativa	d^+	d^-	CC_i
1	2	0.023	0.170	0.882
2	3	0.080	0.115	0.591
3	1	0.135	0.058	0.301
4	4	0.162	0.031	0.159

Por lo tanto, de acuerdo al caso supuesto el contratista que se debe seleccionar es la alternativa 2, quien es el que más se acerca al contratista ideal con un coeficiente de cercanía del 88%.

Análisis de sensibilidad

Al sensibilizar los pesos de los criterios de selección de precalificación y oferta económica, en un 10%, es decir, bajando el peso de precalificación de un 38 a un 34% y la oferta económica subiendo en el mismo peso y manteniendo los otros dos criterios con los mismos pesos, se conserva la misma clasificación, aunque varía el CC_i (coeficiente de cercanía). La Tabla 16 muestra los resultados de la simulación.

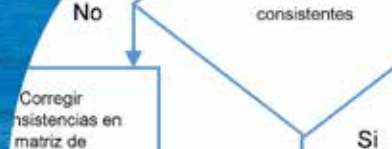
Tabla 16. Análisis de sensibilidad leve

Ranking	Alternativa	d^+	d^-	CC_p %
1	2	0.025	0.161	86.4
2	3	0.074	0.114	60.5
3	1	0.131	0.055	0.3
4	4	0.153	0.032	17.5

En este caso de estudio, al asignarle un peso a la precalificación de 10%, la oferta económica del 65%, la oferta técnica del 20% y la oferta de calidad del 5%, el orden de clasificación de los contratistas cambiaría, colocando a la alternativa 3 como el número uno del ranking, esto es lógico dado que este contratista fue el que menor oferta económica realizó. La Tabla 17 muestra los resultados de la simulación.

Tabla 17. Análisis de sensibilidad fuerte

Ranking	Alternativa	d^+	d^-	CC_p %
1	3	0.024	0.110	82.3
2	2	0.043	0.089	67.4
3	4	0.081	0.052	0.39
4	1	0.115	0.018	13.7



Conclusiones

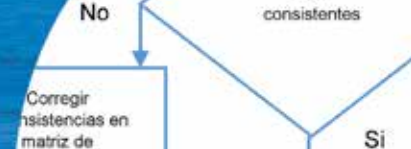
El nivel de éxito de cualquier proyecto de construcción depende en gran medida de la selección del contratista adecuado. Para evaluar la competencia de un contratista, el proceso de precalificación es ampliamente sugerido en la literatura revisada. En Colombia, este proceso sólo considera las variables de experiencia de inversión, su capacidad jurídica y la capacidad de endeudamiento y patrimonial, sin asignar una calificación al respecto y así como no considera criterios como desempeño pasado, personal experto, capacidad técnica y desempeño financiero; que de acuerdo al estado del arte son criterios fundamentales para el cumplimiento exitoso de un proyecto de infraestructura. Al no calificarse en la etapa de precalificación, se recurre a un sorteo para determinar los precalificados, cuando este procedimiento debería realizarse por méritos y no por suerte. A su vez, aunque el proceso aparentemente es muy objetivo, dado que no se consideran criterios cualitativos, se puede dejar de involucrar características cualitativas de los contratistas, que aportan para la determinación de la competencia del contratista. Otra debilidad del proceso es la asignación de los puntajes (pesos) para cada criterio, estos son asignados aleatoriamente y no se tienen en cuenta metodologías que involucren a expertos en determinado proyecto de infraestructura. Por último, aunque se corrige el problema de adjudicar el contrato al proponente con la oferta económica más baja por medio del límite inferior del 90% de la media, finalmente este último criterio es el que define el contratista ganador de la licitación, dado al gran peso asignado a este criterio, desconociendo los criterios de precalificación.

Para mitigar los problemas expuestos anteriormente, esta investigación propone un modelo de decisión multicriterio que se desarrolla en 3 etapas: 1) determinación de criterios y asignación de pesos; 2) precalificación y 3) selección del contratista. Para la asignación de los criterios y los pesos (ponderación) de los mismos se usó la metodología AHP y se contó con la participación de expertos en el área de infraestructura, los miembros fueron: un experto de la Agencia Nacional de Infraestructura ANI, un experto de una banca de inversión que estructura proyectos de Asociaciones Público Privadas APP, un experto de una empresa que participa en licitaciones de infraestructura

por modalidad APP y un docente experto en proyectos de infraestructura.

Para las etapas de precalificación y selección se integró la teoría de conjuntos difusos con el método TOPSIS que combina un proceso de precalificación con selección, que de acuerdo al estado del arte, dicha combinación es más eficaz para seleccionar el contratista más competente. Esta competencia es medida a través de criterios tales como la experiencia, la capacidad técnica, la capacidad administrativa y la capacidad financiera. A su vez estos criterios tienen subcriterios de dimensión cualitativa y cuantitativa. El proceso de precalificación determina los contratistas que siguen el proceso de selección y a su vez asigna una calificación que se tiene en cuenta al momento de seleccionar el contratista. Dicha precalificación se basa en el concepto de que la mejor alternativa debe tener el mayor coeficiente de cercanía. En la etapa de selección se consideran los criterios de precalificación, oferta técnica, de calidad y económica. Finalmente se aplica la misma metodología de la precalificación y se selecciona el contratista que tenga el mayor coeficiente de cercanía con el contratista ideal. Al realizar un análisis de sensibilidad se observa que la metodología es sensible a un cambio fuerte en los pesos de los criterios de preselección y oferta económica, en el caso de estudio propuesto, el orden de la clasificación cambiaría cuando el peso de la precalificación es del 10%, la oferta técnica es del 20%, la de calidad el 5% y la oferta económica es del 65%, en este caso particular la alternativa que ocupaba el segundo lugar pasaría al primero. Esto es lógico dado que dicha alternativa fue el que ofertó el precio más bajo.

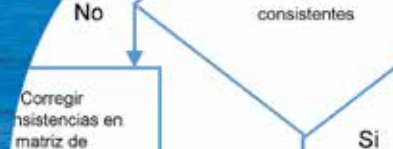
El modelo propuesto es una herramienta de apoyo para los tomadores de decisiones, quienes se enfrentan a problemas de selección de contratistas en ambientes difusos y a su vez garantiza la selección por competencia y no por suerte. En esta misma línea, es una herramienta de doble vía, tanto para la selección como para el control del proyecto, dado el éxito en el cumplimiento de los proyectos se obtendrá un puntaje positivo en convocatorias futuras. Sin embargo, se aclara que utilizar este modelo, aunque mejora la eficacia de la contratación, este añade complejidad al procedimiento, haciendo que el proceso de selección probablemente se dilate en más tiempo por el cumplimiento del debido proceso, dado que podría presentarse mayores litigios por



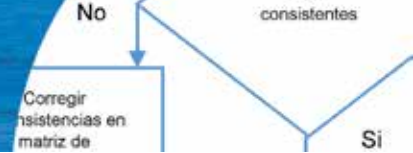
parte de los contratistas perdedores. Esta metodología sirve de referencia para aplicarlo en otros países y otros campos de selección. Debido a la gran cantidad de métodos de decisión multicriterio, sería útil aplicar este modelo con otros métodos para analizar los resultados obtenidos y validar e identificar las diferencias entre ellos. Además, se propone como trabajo futuro identificar metodologías que permitan a los estructuradores de proyectos determinar los requerimientos para las variables cuantitativas; tales como el valor de endeudamiento, valor de la carta de crédito y el valor patrimonial del oferente.

Referencias

- Alhumaidi, H. (2015). Construction contractors ranking method using multiple decision-makers and multiattribute fuzzy weighted average. *Journal of Construction Engineering and Management* 141(4), 1-13
- Anagnostopoulos, K.P. and Vavatsikos, A.P. (2006). An AHP model for construction contractor prequalification. *Operational Research* 6(3), 333-346
- ANI (2013). Pliego de condiciones VJ-VE-IP-008-2013. Agencia Nacional de Infraestructura de Colombia
- Arslan, G., Kivrak, S., Birgonul, M. T. and Dikmen, I. (2008). Improving sub-contractor selection process in construction projects: web-based sub-contractor evaluation system (WEBSSES). *Automation in Construction* 17(4), 480-488
- Awad, A. and Fayek, A.R. (2012). A decision support system for contractor prequalification for surety bonding. *Automation in Construction* 21, 89-98
- Ballesteros-Perez, P., Carmen Gonzalez-Cruz, M. and Canavate-Grimal, A. (2013). On competitive bidding: Scoring and position probability graphs. *International Journal of Project Management* 31(3), 434-448
- Bastias, A. y Molenaar, K.R. (2010). Modelo de aprendizaje para la selección de un proyecto diseño-construcción (llave en mano) en el sector público. *Revista Ingeniería de Construcción* 25(1), 5-20
- Bendana, R., del Cano, A. and de la Cruz, M.P. (2008). Contractor selection: fuzzy-control approach. *Canadian Journal of Civil Engineering* 35(5), 473-486
- Bergman, M.A. and Lundberg, S. (2013). Tender evaluation and supplier selection methods in public procurement. *Journal of Purchasing and Supply Management* 19(2), 73-83
- Bolton, P. (2009). The committee system for competitive BIDS in local government. *PER: Potchefstroomse Elektroniese Regsblad* 12(2), 57-96
- Chou, J.S., Pham, A.D. and Wang, H. (2013). Bidding strategy to support decision-making by integrating fuzzy AHP and regression-based simulation. *Automation in Construction* 35, 517-527
- Darvish, M., Yasaei, M. and Saeedi, A. (2009). Application of the graph theory and matrix methods to contractor ranking. *International Journal of Project Management* 27(6), 610-619
- DPN (2013). Decreto 1510 de 2013. Por la cual se reglamenta la contratación pública. Dirección de Planeación Nacional de Colombia. Diario oficial.
- El-Abbasy, M.S., Zayed, T., Ahmed, M., Alzraiee, H. and Abouhamad, M. (2013). Contractor selection model for highway projects using integrated simulation and analytic network process. *Journal of Construction Engineering and Management* 139(7), 755-767
- Estache, A. and Iimi, A. (2011). Bidders' entry and auctioneer's rejection: applying a double selection model to road procurement auctions. *Journal of Applied Economics* 14(2), 199-223
- Hatush, Z. and Skitmore, M. (1998). Contractor selection using multicriteria utility theory: an additive model. *Building and Environment* 33(2), 105-115
- Horta, I.M., Camanho, A.S. and Lima, A.F. (2013). Design of performance assessment system for selection of contractors in construction industry e-marketplaces. *Journal of Construction Engineering and Management* 139(8), 910-917
- Hwang, C.L. and Yoon, K. (1981). *Multiple attribute decision making*. Springer Verlag, Berlin
- Jaskowski, P., Biruk, S. and Bucon, R. (2010). Assessing contractor selection criteria weights with fuzzy AHP method application in group decision environment. *Automation in Construction* 19(2), 120-126
- Jato-Espino, D., Castillo-Lopez, E., Rodriguez-Hernandez, J. and Canteras-Jordana, J. C. (2014). A review of application of multi-criteria decision making methods in construction. *Automation in Construction* 45, 151-162
- Jato-Espino, D., Castillo-Lopez, E., Rodriguez-Hernandez, J. and Canteras-Jordana, J. C. (2014a). A review of application of multi-criteria decision making methods in construction. *Automation in Construction* 45, 151-162



- Krohling, R.A. and Campanharo, V.C. (2011). Fuzzy TOPSIS for group decision making: a case study for accidents with oil spill in the sea. *Expert Systems with Applications* **38**, 4190–4197
- Lambropoulos, S. (2007). The use of time and cost utility for construction contract award under European Union Legislation. *Building and Environment* **42**(1), 452-463
- Li, Y., Nie, X. and Chen, S. (2007). Fuzzy approach to prequalifying construction contractors. *Journal of Construction Engineering and Management* **133**(1), 40-49.
- Liu, H. and Yan, T. (2007). Bidding-evaluation of construction projects based on VIKOR method. *IEEE International Conference on Automation and Logistics*, Jinan, China, 1778-1782
- MOP (2009). Decreto Supremo MOP N°75 2009. Por la cual se establece el reglamento de contratos de obras públicas. Ministerio de Obras Públicas de Chile. Diario oficial.
- Nassar, K. and Hosny, O. (2013). Fuzzy clustering validity for contractor performance evaluation: Application to UAE contractors. *Automation in Construction* **31**, 158-168.
- Nieto-Morote, A. and Ruz-Vila, F. (2012). A fuzzy multicriteria decision-making model for construction contractor prequalification. *Automation in Construction* **25**, 8-19
- Padhi, S.S. and Mohapatra, P.K.J. (2010). Centralized bid evaluation for awarding of construction projects - A case of India government. *International Journal of Project Management* **28**(3), 275-284
- Palaneeswaran, E. and Kumaraswamy, M. (2001). Recent advances and proposed improvements in contractor prequalification methodologies. *Building and Environment* **36**(1), 73-87
- Park, K. and Chul, L. (2012). Whole life performance bid evaluation in the Korean public sector. *Journal of the Korea Institute of Building Construction* **12**(6), 682-700
- Plebankiewicz, E. (2014). Modelling decision-making processes in bidding procedures with the use of the fuzzy sets theory. *International Journal of Strategic Property Management* **18**(3), 307-316
- Plebankiewicz, E. (2012). A fuzzy sets based contractor prequalification procedure. *Automation in Construction* **22**, 433-443
- Plebankiewicz, E. (2009). Contractor prequalification model using fuzzy sets. *Journal of Civil Engineering and Management* **15**(4), 377-385
- Roy, B. and Słowiński, R. (2013). Questions guiding the choice of a multicriteria decision aiding method. *EURO Journal on Decision Processes* **1**(1), 69-97
- Saaty, T.L. (1995). Transport planning with multiple criteria: the analytic hierarchy process applications and progress review. *Journal of Advanced Transportation* **29**(1), 81-126
- San Cristóbal, J.R. (2012). Contractor selection using multicriteria decision-making methods. *Journal of Construction Engineering and Management* **138**(6), 751-758
- Singh, D. and Tiong, R.L.K. (2005). A fuzzy decision framework for contractor selection. *Journal of Construction Engineering and Management* **131**(1), 62-70
- Topcu, Y.K. (2004). A decision model proposal for construction contractor selection in Turkey. *Building and Environment* **39**(4), 469-481
- Trivedi, M.K., Pandey, M.K. and Bhadoria, S.S. (2011). Prequalification of construction contractor using a FAHP. *International Journal of Computer Applications* **28**(10), 39-45
- Turskis, Z. (2008). Multi-attribute contractors ranking method by applying ordering of feasible alternatives of solutions in terms of preferability technique. *Technological and Economic Development of Economy* **14**(2), 224-239
- Vahdani, B., Mousavi, S.M., Hashemi, H., Mousakhani, M. and Tavakkoli-Moghaddam, R. (2013). A new compromise solution method for fuzzy group decision-making problems with an application to the contractor selection. *Engineering Applications of Artificial Intelligence* **26**(2), 779-788
- Wang, D., Liu, X., and Liu, L. (2013). Bid evaluation behavior in online procurement auctions involving technical and business experts. *Electronic Commerce Research and Applications* **12**(5), 328-336
- Wang, W.C., Yu, W.D., Yang, I.T., Lin, C.C., Lee, M.T. and Cheng, Y.Y. (2013b). Applying the AHP to support the best-value contractor selection—lessons learned from two case studies in Taiwan. *Journal of Civil Engineering and Management* **19**(1), 24-36



Wang, J., Xu, Y. and Li, Z. (2009). Research on project selection system of pre-evaluation of engineering design project bidding. *International Journal of Project Management* 27(6), 584-599

Wang, J.J., Jing, Y.Y., Zhang, C.F. and Zhao, J.H. (2009b). Review on multi-criteria decision analysis aid in sustainable energy decision-making. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 13(9), 2263-2278

Watt, D., Kayis, B. and Willey, K. (2009). Identifying key factors in the evaluation of tenders for projects and services. *International Journal of Project Management* 27(3), 250-260

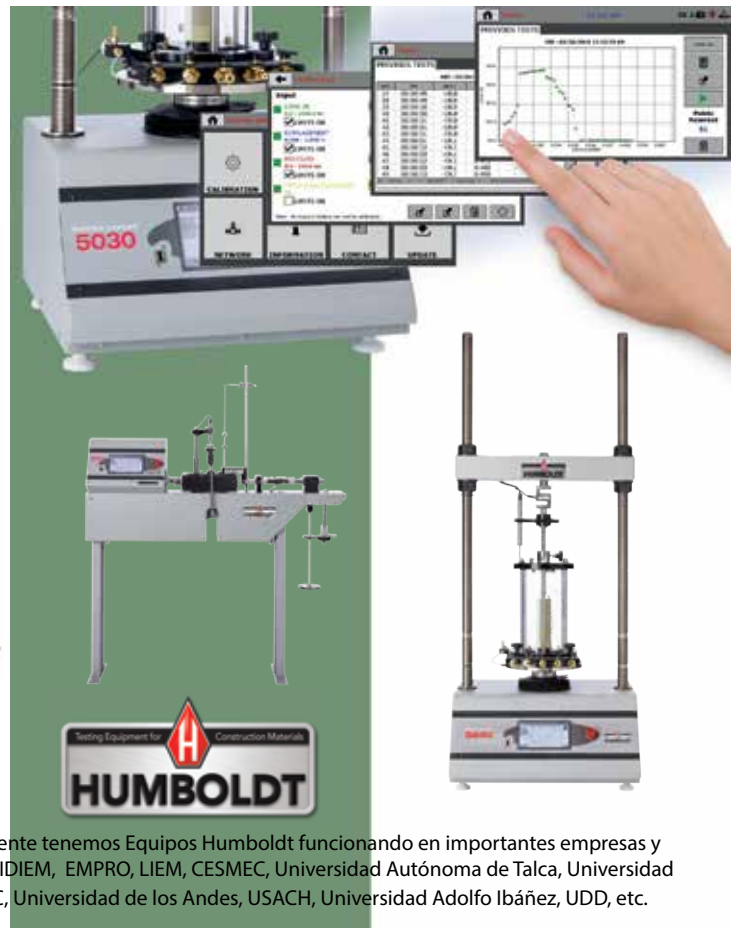
Wei, Z., Wang, X. and Guo, Q. (2011). A contractor prequalification model based on triangular fuzzy number and TOPSIS. 18th *International Conference IEEE of Industrial Engineering and Engineering Management (IE&EM)*, Changchun, 1-4

Yalcin, N., Bayrakdaroglu, A. and Kahraman, C. (2012). Application of fuzzy multi-criteria decision making methods for financial performance evaluation of Turkish manufacturing industries. *Expert Systems with Applications* 39, 350-364

Ye, K., Li, B. and Shen, L. (2013). Key factors considered in compiling tender prices for China's public works projects. *Journal of Management in Engineering* 29(3), 206-215

Suelos - Hormigones - Asfaltos

- Equipos Triaxiales con panel Touch gráfico
- Equipos de Corte Directo con panel Touch gráfico
- Consolidómetros con panel Touch gráfico
- CBR con panel Touch gráfico
- Equipos Marshall
- Equipos Casagrande
- Martillos Esclerométricos
- Permeabilímetros
- Permeómetros
- Prensas de Hormigón Digital Hasta 3000 kN
- Compactadores
- Accesorios para equipos Triaxial
- Airímetros



Ofrecemos asesoría, garantía, instalación y capacitación en terreno. Actualmente tenemos Equipos Humboldt funcionando en importantes empresas y Universidades tales como: Universidad Católica de la Santísima Concepción, IDIEM, EMPRO, LIEM, CESMEC, Universidad Autónoma de Talca, Universidad Santa María, Universidad de la Serena, U.D.P, Universidad Andrés Bello, DUOC, Universidad de los Andes, USACH, Universidad Adolfo Ibáñez, UDD, etc.

Portugal 1656 Santiago - Fono: 25566170 - Fax: 25545100 - Email: ventas@cotecno.cl - www.cotecno.cl



más de
30 años
al servicio
de la Ingeniería

Desde 1984 nuestra misión es entregar Servicios de Laboratorio de Suelos e Ingeniería de alta calidad Técnica, generando lazos de confianza con nuestros Clientes.

Laboratorio de Suelos
Proyectos de Ingeniería Civil - Geotecnia y Vial
Inspección Técnica de Obras Viales



Ruta 160, km 15,5 lote A-1, Coronel - fono 56.41.2390778 - profund@profund.cl
www.profund.cl



Análisis por medio de la normalización de variables para un modelo de planificación ambiental hídrica estacional

Analysis by means of variable normalization for a model of seasonal water environmental planning

Fecha de entrega: 26 de agosto 2015

Fecha de aceptación: 4 de noviembre 2016

Juan Pablo Rodríguez¹, Álvaro Suazo² e Iván Santelices³

¹ Facultad del Medio Ambiente y Recursos Naturales, Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Carrera 5 Este No 15 – 82, Avenida Circunvalar Venado de Oro, Bogotá D.C., Colombia, jprodriguez@udistrital.edu.co

² Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío, Avenida Collao 1202, Casilla 5C, Concepción, Chile, asuazo@ubiobio.cl

³ Escuela de Ingeniería Civil Industrial, Universidad del Bío-Bío, Avenida Collao 1202, Casilla 5C, Concepción, Chile, isanteli@ubiobio.cl

Se utiliza un procedimiento de normalización de variables y de construcción de un vector normalizado de calidad ambiental, lo cual permite estudiar la variación de la integralidad de los factores ambientales en la dinámica ambiental de una cuenca hídrica. Ello implica, la transformación de variables independientes que representan una situación compleja en una cuenca hidrográfica y su interacción con las plantas de tratamiento de aguas residuales. El método aplicado en este estudio es documental, explicativo y descriptivo mediante la recolección de información para la elaboración de la normalización de variables de calidad ambiental. Los resultados obtenidos establecen que los métodos de maximizar y minimizar aplicados al conjunto de datos, se ajustan a las variables de calidad ambiental analizados. Un análisis de los métodos de normalización presenta un resultado de aplicabilidad de un procedimiento que mantiene la proporcionalidad maximizando o minimizando variables independientes en el modelo de planificación ambiental hídrica estacional dentro del intervalo de valoración concurrente de la calidad ambiental, con el objeto de definir una región de especificación y variación de la integralidad de factores ambientales.

Palabras clave: planificación ambiental, normalización, planta de tratamiento de agua residual municipal, cuenca hidrográfica

For transformation of independent variables representing a complex situation in a river basin and its interaction with the plants, wastewater treatment, the process of normalization of variables and analogous construction of a normalized vector of environmental quality is important for the abstraction of a model. Also the changes in the integrity of environmental factors in the environmental dynamics of the watershed, once defined the region. The method used in this study is documentary, explanatory and descriptive by collecting secondary information for the development of normalization of environmental quality variables. The results establish that the methods applied to maximize and minimize data set are more suited to the environmental quality variables. An analysis of normalization methods presents a procedure that keeps the proportionality maximizing or minimizing of independent variables in the model of seasonal water environmental planning within the range of concurrent assessment of environmental quality, in order to define a region specification and variation of the integrity of environmental factors.

Keywords: environmental planning, normalization, municipal treatment plant wastewater, watershed

Introducción

Un fenómeno complejo puede abstraerse y simplificarse mediante un modelo que permita representar una realidad observada. El uso de variables que aproxima los factores

relevantes del fenómeno analizado puede conllevar a una representación adecuada del problema y a un análisis para la predicción de resultados. Los problemas de decisión y las variables ciertas o inciertas para la construcción de

un modelo pueden ser simples (si hay pocas variables importantes), complejas (si hay muchas) o dinámicos (si las decisiones están interrelacionadas con el tiempo). Los factores de las variables de decisión controladas pueden ser: exógenas, es decir, fuera de alcance, e intermedias, o sea existe relación entre variables de decisión y externas; además cada modelo debe poseer medidas de desempeño (objetivos) y restricciones o limitaciones (Bonini, 2000). Un enfoque de modelo puede contener variables cualitativas dicotómicas y politómicas y variables cuantitativas discretas y continuas como variables independientes (Kaveh *et al.*, 2015; Mori y Mahalec, 2015; Soler *et al.*, 2012; Southworth *et al.*, 2004; Domokos y Scheuring, 2004). Para la toma de decisiones en el área ambiental y en especial en la planificación de las cuencas hidrográficas, puede utilizarse la construcción de modelos estadísticos para datos cuantitativos. Además para datos cualitativos es posible la construcción mediante el análisis de correspondencia. En ambos casos, no es completamente necesario una estandarización o normalización de la variables que hacen parte del modelo (Peña, 2002). Sin embargo, por la consideración de tener variables independientes con diferentes unidades de medición para la representación de la calidad ambiental del fenómeno estudiado, se considera la transformación de variables mediante la normalización y un conjunto de relaciones entre las variables, y así simplificar y realizar una toma de decisión a través de la variable respuesta o dependiente. En el caso de las variables continuas, las unidades de medida de cada una de ellas son diferentes y corresponden a cada criterio ambiental. Para que sean comparables en magnitud (Barba-Romero, 1987), la normalización de las variables puede ser una alternativa válida para la construcción del modelo de planificación ambiental hídrica estacional MPAHE, dado que cada variable independiente en el modelo r_{ij} corresponde a cada componente ambiental i a un criterio ambiental j y serán interrelacionados entre sí. El vector normalizado de calidad ambiental ($CA_1, \dots, CA_i, \dots, CA_m$) corresponde a una simplificación de vectores (Barba-Romero, 1987) para lograr una planificación adecuada de las cuencas hídricas, incluyendo la variable de las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales PTRAM y una interrelación de la dinámica de ambiental de las cuencas hídricas.

Modelo de planificación ambiental hídrica estacional MPAHE

El ordenamiento ambiental territorial OAT como un instrumento de planificación ambiental PA es un tipo de planificación orientada a la operatividad de cuatro objetivos generales de la política ambiental: la protección de componentes o ámbitos especialmente vulnerables o estimados como valiosos por la sociedad; la reparación de componentes o ámbitos dañados; la optimización de los usos de la tierra para minimizar cargas ambientales y la prevención y descarga con relación al bienestar y la salud humana (Aronoff, 1989; Leitmann, 1999; de Roo y Miller, 2004; Jasanoff, 2004; Sujual *et al.*, 2015). Lo anterior tiene en cuenta aspectos tales como el estudio de impacto ambiental, planificación de áreas protegidas, planes de descontaminación, aportes ambientales a la planificación urbana y ordenamiento territorial y planificaciones sectoriales para la protección o reparación de ciertos componentes o ámbitos (descontaminación, recuperación de ríos y cuerpos de aguas, manejo de biótupos, sistemas de áreas verdes, etc.), que convencionalmente incluye la dimensión ambiental DA y la protección, manejo y ordenamiento de las cuencas hidrográficas PMOCH (OEA, 1978; López *et al.*, 2012; Villavicencio *et al.*, 2011). El MPAHE a su vez analiza el inventario del recurso hídrico superficial y subterráneo IRH, la influencia de la población que ejerce presión en las cuencas hídricas mediante las actividades socioeconómicas de los municipios M, las zonas de protección de bosques de los nacimientos de agua ZPB, las acciones de protección en las cuencas hídricas APCH y la oferta y demanda del recurso hídrico ODRH. De esta forma se propone lo siguiente:

- Si el ordenamiento ambiental territorial puede ser $OAT f(PA)$ y $PA f(PMOCH, DA)$, se puede considerar por tanto una representación de $CH = \{IRH, M, ZPB, APCH, ODRH\}$.
- Se puede realizar un planteamiento de un MPAHE considerando $N = \{PTRAM, CA, EA, CH\}$ donde CA es la carga ambiental y EA es el efecto ambiental.
- Se integra la variabilidad climática estacional VCE, dado que se considera existen registros de datos entre 6 a 12 meses y se establece un mediano periodo de



planificación (García *et al.*, 2012; Ruiz y Franco, 2009; Zúñiga *et al.*, 2012).

También se considera una variable cualitativa denominada perturbación Per, siendo considerada como una variable controlada que afecta adversamente el valor de salida del sistema. En la cuantificación, la medición consiste en conocer si la cuenca hídrica tiene política de gestión integral de recurso hídricos, plan de ordenamiento y manejo, control de contaminantes emergentes, plan de desarrollo municipal, control en los factores de salud por la exposición a la contaminación hídrica y si afecta el sector productivo.

Se establece que VCE es una función de la cuenca hídrica, lo cual se comprueba y valida si (VCE, CH):PAHE(CVE, CH), se puede llegar a una planificación adecuada de las cuencas hídricas y una interrelación de las dinámicas ambientales.

Por ello, se pueden plantear alcances de análisis tales como:

- Identificar y analizar factores que influyen en el comportamiento de las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales en términos de variables como: caudal Q, DBO₅, SST, N-NO₂, P_{total}, carga de lodos CL, energía eléctrica consumida EEC, emisión de CO₂ ECO.
- Análisis de la información de la calidad del agua de la cuenca hídrica; DBO₅, SST, N NO₂, P_{total}, información de precipitación P y la perturbación Per.
- Según lo anterior, se integra en un MPAHE $f\{Q, DBO, SST, N NO_2, P_{total}, CL, EEC, ECO, P, Per\}$ para conocer sus interrelaciones con la dinámica ambiental de las cuencas hídricas.

De acuerdo a lo anterior, el objetivo del presente artículo, es realizar un análisis de los diferentes métodos de normalización de variables que puedan servir para la construcción de un Modelo de Planificación Ambiental Hídrica Estacional MPAHE (Q, DBO₅, SST, N NO₂, P_{total}, CL, EEC, ECO, Per) en una cuenca hídrica, el cual es un modelo del tipo colaborativo para la toma de decisiones que exige variables normalizadas.

Metodología

El tipo de investigación desarrollada tuvo la característica

documental y explicativa (Hurtado, 1998; Balestrini, 2001). Sin embargo, según el análisis y alcance de los resultados, también es del tipo descriptivo (Vergel, 1997), dado que se detallan algunas características o propiedades de la normalización de variables de calidad ambiental. La técnica de recolección de información fue orientada según los datos obtenidos de monitoreo de la calidad del agua del río Bogotá. Los datos de calidad del agua de los ríos, fueron tomados de los reportes de frecuencia de muestreos trimestrales (periodo 2009 a 2014) y los parámetros fueron determinados con los métodos analíticos (Spellman, 2013): DBO₅, prueba de 5 días 5210 B; SST, secado a 103-105°C 2540 D; N NO₂, colorimétrico 4500-NO₂ B; P_{total}, ácido ascórbico 4500-P E; y caudal, método volumétrico (EPA, 1983). Los muestreos fueron del tipo puntual para los datos de calidad del agua en los ríos y del tipo compuesto a la salida de las PTRAM según lo establecido por el IDEAM (2002). Los parámetros: CL, $0.01 \frac{kg SSV}{kg DBO} <$ factor emisión lodos $\leq 0.8 \frac{kg SSV}{kg DBO}$; EEC, $15 w/m^3 <$ factor consumo energía eléctrica $\leq 88 W/m^3$; emisión de CO₂, factor de emisión de 0.6 kg CH₄/kg DBO; 0.005 kg N₂O/kg N y factores equivalentes CH₄ y N₂O; fueron estimados según referencias de la literatura para cada tecnología de la PTRAM. Los datos de precipitación fueron tomados de registros mensuales desde 2009 a 2014 por cada estación cercana a cada PTRAM. Además, los intervalos construidos para la normalización de variables de calidad ambiental, se fundamentaron en la normatividad establecida para descargas de vertimientos tratados a cuerpos de aguas superficiales.

Métodos de normalización

Existen varios procedimientos de normalización de variables y/o evaluaciones que establecen que existe un modelo r_{ij} para cada componente ambiental i y criterio ambiental j . En la simplificación de la notación se puede llamar $(V_1, \dots, V_i, \dots, V_m)$ al vector de variables de las alternativas correspondiente a un cierto criterio genérico, el cual se puede transformar al vector normalizado de una variable $(v_1, \dots, v_i, \dots, v_m)$ escala normalizada $0 < v_i \leq 1$, donde se supone que $V_i \geq 0$ para todo i (Barba-Romero, 1987). De forma análoga se llamará en este caso el vector normalizado de calidad ambiental CA $(CA_1, \dots, CA_i, \dots, CA_m)$, el cual corresponde a una simplificación de vectores

y escala normalizada $0 < CA_i \leq 1$.

El método A de normalización consiste en mantener la proporcionalidad $\frac{V_i}{V_k} = \frac{v_i}{v_k}$ para todo i y k , con la expresión $v_i = \frac{V_i}{Máxima V_i}$ usando un criterio de beneficio (maximizar) y el método B usando un criterio de costo (minimizar) $v_i = \frac{Mínimo V_i}{V_i}$ (García, 2009; Zeleny, 1982). El método C consiste en no mantener la proporcionalidad con un criterio de beneficio (maximizar) $v_i = \frac{V_i - Mínimo V_i}{Máxima V_i - Mínimo V_i}$ y el método D con un criterio de costo (minimizar) $v_i = \frac{Máximo V_i - V_i}{Máxima V_i - Mínimo V_i}$ (García, 2009; Márquez, 1999; Garduño *et al.*, 2013). El método E permite condensar valores pequeños de v_i con la expresión $v_i = \frac{V_i}{\sum_{i=1}^k V_i}$ (García, 2009; Boyacioglu, 2012). El método F permite las comparaciones adimensionales de los vectores criterio del problema con la expresión $v_i = \frac{V_i}{\left(\sum_{i=1}^k V_i^2\right)^{0.5}}$ (Barba-Romero, 1987; García, 2009; Pomerol y Barba-Romero, 2012).

Sin embargo, se pueden construir coeficientes que proporcionan índices ambientales IA relativos que son magnitudes que miden una proporcionalidad y pueden ser representados en términos de la calidad ambiental en unidades estandarizadas como se mencionó anteriormente. Se puede expresar conceptualmente por ejemplo $IA = \frac{calidad\ previa}{estándar\ de\ calidad\ ambiental}$; $IA = \frac{cantidad\ de\ emisión}{estándar\ de\ emisión}$
 $IA = \frac{calidad\ previa}{media\ temporal\ o\ espacial}$ (Gross y Hajek, 1998; Gómez y Gómez, 2011).

Por otro lado, se puede construir un vector normalizado de calidad ambiental utilizando el método G de regresión de mínimos cuadrados (lineal: $v_i = a + bV_i$, potencia: $v_i = aV_i^b$ o exponencial: $v_i = ae^{bv_i}$) y utilizando el coeficiente de correlación (Pearson) para determinar la relación entre variables; un criterio significativo es tener $0.9 < r \leq 1$, lo cual se considera como una excelente correlación de datos (Johnson, 2000; Hair, 1999; Agresti y Kateri, 2011; Walpole *et al.*, 1999). Con los datos de cada variable independiente se utilizaron los métodos A, B, C, D, E, F y G, los cuales fueron aplicados con los datos secundarios obtenidos de las cuencas hídricas y plantas de tratamiento de aguas residuales municipales PTRAM.

Análisis de resultados

La Tabla 1 muestra rangos de la calidad del agua en cuerpos superficiales en países tropicales (Cude, 2001; Grafe, 2002; Sarkar y Abbasi, 2006; Yisa y Jimoh, 2010; Liou *et al.*, 2004).

Tabla 1: Rango de trabajo de las variables.

Variable	Intervalo, mg/L	Calidad ambiental, mg/L
DBO	1 y 8	Si $DBO_5 \leq 8$, entonces $CA = 100e^{DBO-0.1993}$; si $DBO_5 \geq 8$, entonces $CA = 0.1$
SST	1 y 220	Si $SST \leq 40$, entonces $CA = 1.0$; si $40 \leq SST \leq 220$, entonces, $CA = 142.6e^{SST-1.1075}$; si $SST \geq 200$ entonces $CA = 0.1$
N-NO ₃	0.25 y 3	Si $N-NO_3 \leq 3$, entonces $CA = 100e^{N-0.4605}$; si $N-NO_3 \geq 3$, entonces $CA = 0.1$
P _{TOTAL}	0.025 y 3	Si $P_{TOTAL} \leq 3$, entonces $CA = 100 - 299.5P - 0.1384P^2$; si $P_{TOTAL} \geq 0.25$, entonces $CA = 0.1$

Sin embargo, los rangos de concentraciones corresponden a la integración entre el criterio de descarga normativo de residuos líquidos municipales a cuerpos de agua y los resultados reportados de calidad del agua. Los resultados a utilizar con los métodos de normalización descritos anteriormente se describen a continuación.

En las Figuras 1, 2, 3 y 4 se aprecia la aplicación de los métodos A a G, donde se relaciona la variable independiente DBO₅, N-NO₂, SST, P_{TOTAL} y la dependiente CA. El comportamiento entre las variables es similar con tendencia lineal de pendiente negativa para los métodos D y G, lo cual indica que la variable CA se adapta a las escalas determinadas de las variables independientes consideradas en el análisis y la representación de la normalización de la variable CA es válida en el intervalo de estudio de la variable independiente. Al aplicar el método D, se considera que la variable independiente sea $V_i \geq 0$ y perfecciona la escala normalizada en el intervalo $0 < CA_i \leq 1$ según el rango de datos de la variable independiente y sin embargo no conserva la proporcionalidad, lo cual puede ser solucionado al invertir el proceso de decisión (García, 2009; Pomerol y Barba-Romero, 2012). Para el método G, se observa un comportamiento lineal negativo (DBO₅, N-NO₂, SST, P_{TOTAL}) con coeficientes de correlación o Pearson $r^2 = 0.9982$, 1, 1 y 0.9959, respectivamente, de relación directa. Ello indica que los valores observados en

las variables independientes tienen una correlación denominada excelente (Agresti y Kateri, 2011; Hair, 1999) con relación a los valores de CA, es decir que la variable CA es explicada por la variación de la variables independientes, lo cual establece que hay una correlación adecuada con una tendencia clara y obedecen a un patrón lineal en el rango de análisis. Los métodos A y C presentan una escala de CA invertida que proporciona un análisis de valoración de CA en una dimensión diferente a la concepción de las escalas de las variables independientes. No es así para los métodos B, E y F, que presentan una agrupación de valores de CA sin la representación completa de la normalización misma de CA.

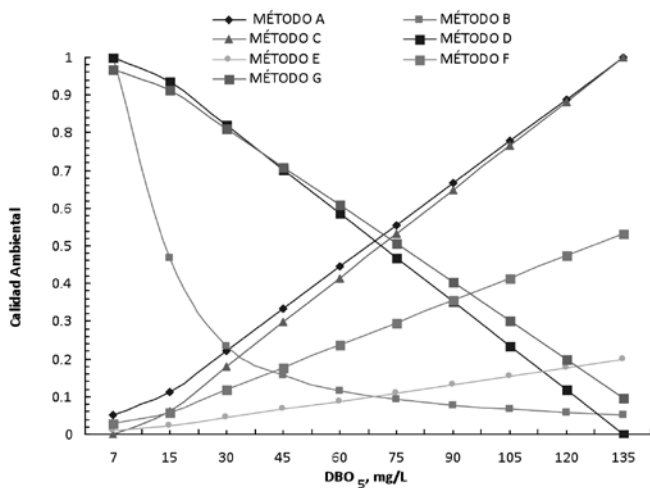


Figura 1: Calidad ambiental normalizada para el parámetro DBO₅

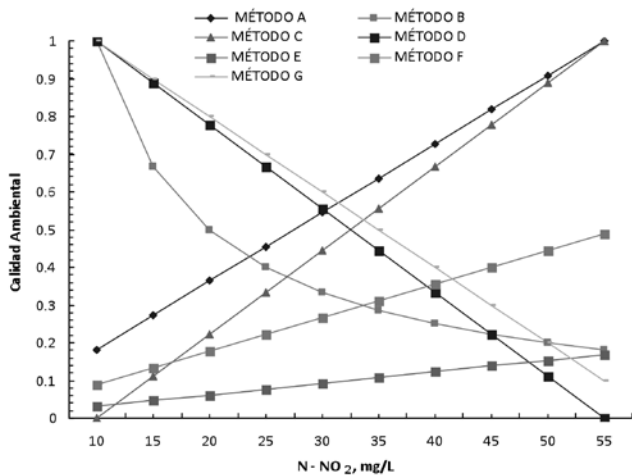


Figura 2: Calidad ambiental normalizada para el parámetro N-NO₂

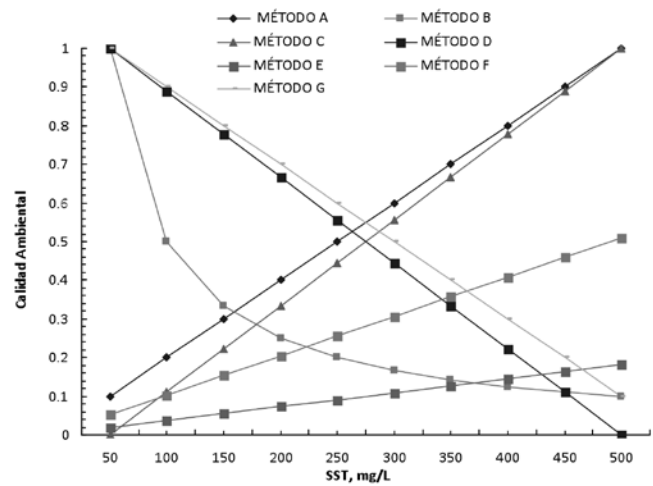


Figura 3: Calidad ambiental normalizada para el parámetro SST

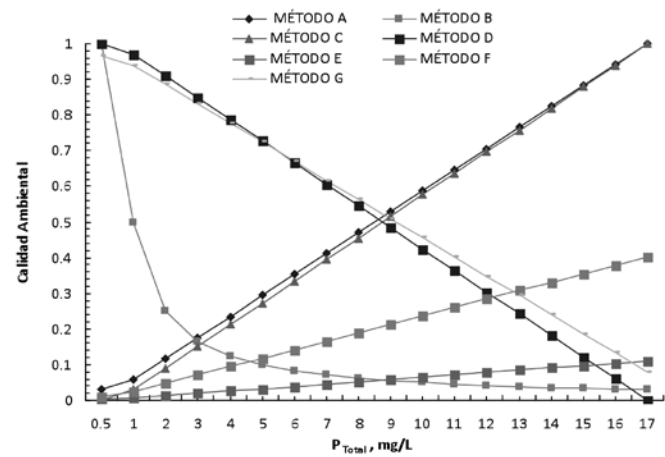


Figura 4: Calidad ambiental normalizada para el parámetro P_{Total}

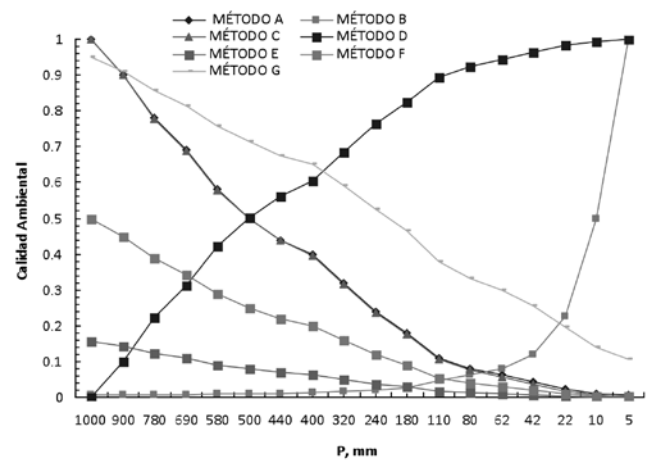


Figura 5: Calidad ambiental normalizada para el parámetro precipitación P

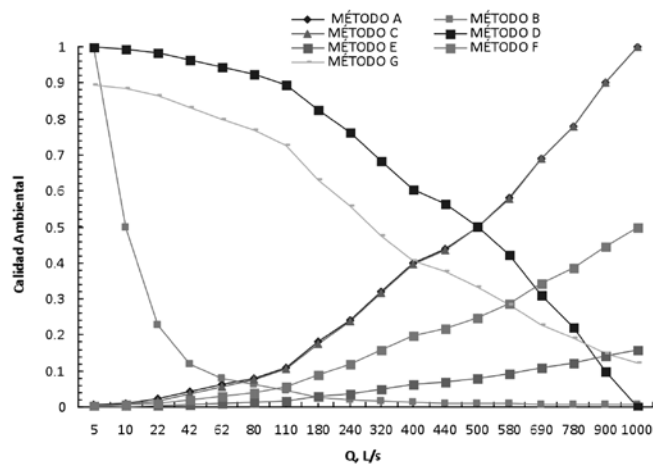


Figura 6: Calidad ambiental normalizada para el parámetro caudal PTRAM Q

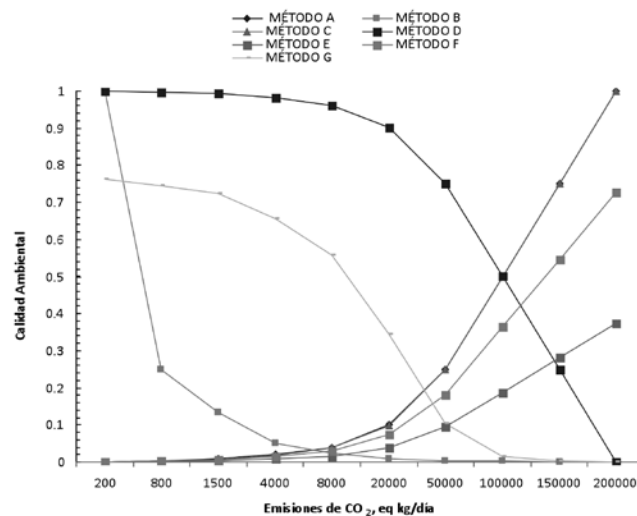


Figura 9: Calidad ambiental normalizada para el parámetro emisiones de CO₂ ECO

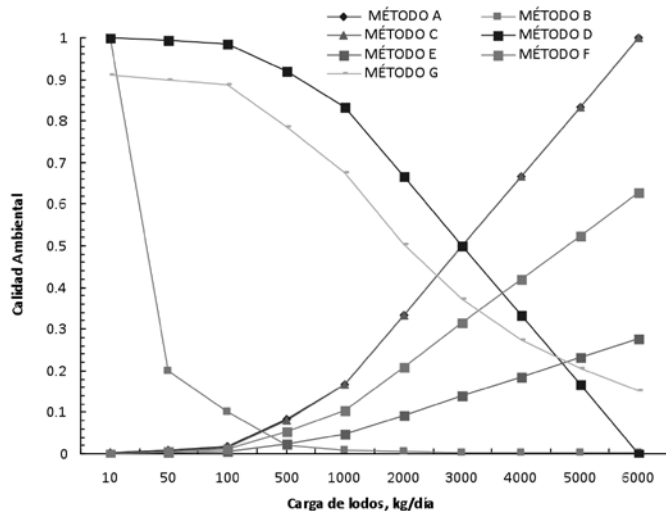


Figura 7: Calidad ambiental normalizada para el parámetro carga de lodos CL

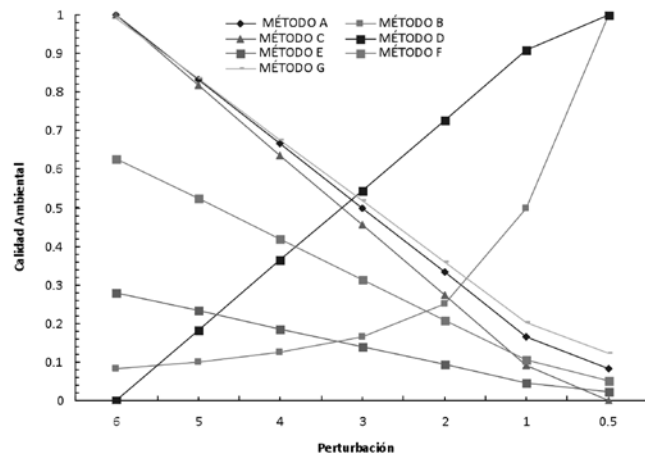


Figura 10: Calidad ambiental normalizada para el parámetro perturbación Per

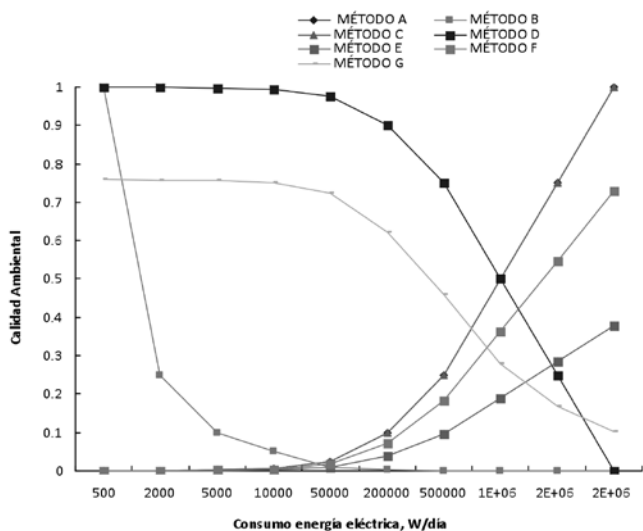


Figura 8: Calidad ambiental normalizada para el parámetro energía eléctrica consumida EEC

En las Figuras 6, 7, 8 y 9, se aprecia que la variable dependiente CA al aplicarse los métodos D y G con las variables independientes Q, CL, EEC, ECO, presenta un adecuado comportamiento. Los métodos D y G presentan una diferencia DCA de 0.24 (ECO, EEC), 0.09 (CL) y 0.11 (Q), en el valor inicial de la estimación de CA, lo cual genera una distorsión considerable en la predicción de CA según los valores concebidos en las variables independientes. Al aplicar el método C, se considera que la variable independiente sea $V_i \geq 0$ y perfecciona la escala normalizada en el intervalo $0 < CA_i \leq 1$ según el rango de los datos de la variable independiente y sin embargo no conserva la proporcionalidad, el cual puede ser solucionado al invertir el proceso de decisión (García, 2009; Pomerol y Barba-Romero, 2012). Para el método



G, se observa un comportamiento exponencial (Q, CL, EEC, ECO) y con coeficientes de correlación o Pearson $r^2 = 0.9871, 0.9632, 0.9499$ y 0.9512 , respectivamente, lo cual indica que los valores observados en las variables independientes tienen una correlación denominada excelente (Agresti y Kateri, 2011; Hair, 1999) con relación a los valores de la CA.

En las Figuras 5 y 10, CA en los métodos C y G es muy similar y por ello existe una correlación entre sí muy significativa y una diferencia mínima entre métodos. Esto considera que la respuesta del vector de normalización está directamente relacionado con la variable independiente e influye en CA y la tendencia es una función cóncava. Al aplicar el método C, se considera que la variable independiente $V_i \geq 0$ perfecciona la escala normalizada en el intervalo $0 < CA_i \leq 1$ según el rango o intervalo de los datos de la variable independiente y sin embargo no conserva la proporcionalidad, lo cual puede ser solucionado al invertir el proceso de decisión (García, 2009; Pomerol y Barba-Romero, 2012). Para el método G, se observa un comportamiento exponencial (P) y lineal negativa (Per) con coeficientes de correlación o Pearson $r^2 = 0.9948$ y 0.9933 , respectivamente, de relación directa. Esto indica que los valores observados en las variables independientes tienen una correlación denominada excelente (Agresti y Kateri, 2011; Hair, 1999) con relación a los valores de la CA. Al aplicar los métodos B y D, se observa un comportamiento inverso en la función predictiva de CA. En los métodos A, E y F, la estimación de la CA no alcanza los valores de representación completa de la normalización misma de la variable dependiente.

Las variables normalizadas o transformadas, pueden ser del tipo lineal ($CA = a + bV_i$) y no lineal ($CA = aV_i^b$; $CA = ae^{bV_i}$), función lineal y no lineal segmentada (Abbassi y Abbasi, 2012). Por ello al utilizar el método de mínimos cuadrados, la regresión fue lineal para las variables independientes DBO_5 , SST, N- NO_2 , P_{Total} , Per, mientras que para las variables independientes la regresión fue exponencial para Q, CL, EEC, ECO y regresión de potencia para P.

Una valoración concurrente de la normalización de CA considera que en el intervalo $0.8 < CA_i \leq 1$, el estado o calidad del recurso hídrico es muy bueno; en el rango de $0.6 < CA_i \leq 0.8$, es bueno; en el rango de $0.4 < CA_i \leq 0.6$, es regular; en el rango de $0.2 < CA_i \leq 0.4$, es malo;

y en el rango de $0 < CA_i \leq 0.2$, es pésimo o muy malo. Lo anterior servirá para la toma de decisiones en la intervención en el cuerpo de agua con medidas simples o complejas, seguimiento y control, e inversiones para el mejoramiento o mantenimiento del recurso hídrico. Esto conlleva a establecer que el vector de normalización de CA para DBO_5 , SST, N - NO_2 , P_{Total} y Per, los métodos A, B, C, D y G, sólo con regresión lineal negativa, se considera que a mayor concentración mejor es la CA dentro del rango de análisis. En el caso de Per se considera que es mejor cuando existen los instrumentos de gestión para la cuenca hídrica. Sin embargo para los métodos E y F, la normalización no alcanza los resultados indicados en la valoración concurrente de CA. Para las variables Q, P, CL, EEC y ECO, los métodos A, B, C y D se consideran mejor para el análisis del fenómeno. P es diferente a la consideración, dado que a mayor precipitación, se presenta dilución natural del contaminante, es decir, que a menor valor de la variable independiente CA es mejor, no así, para los métodos E, F y G, dado que no alcanzan la valoración completa en la escala de CA. Por ello se excluyen los métodos E, F y G (sólo con regresión exponencial y de potencia), por no alcanzar a representar la valoración concurrente de CA en su intervalo de 0 a 1. En la Tabla 2 se presentan los criterios para la utilización del vector normalizado para la CA por cada parámetro representativo del fenómeno a analizar dentro del MPAHE, del cual se propone la utilización de un método normalizado de minimización o maximizando la variable independiente (Gharibi *et al.*, 2012) o la aplicación de un método de regresión lineal o exponencial o de potencia.

Conclusiones

En la normalización de variables vectoriales continuas para el Modelo de Planificación Ambiental Hídrica Estacional MPAHE, los métodos C y D de proporción de la variable dentro del rango de operación o trabajo, son los que más se ajustan a la representación del intervalo o rango de la variable independiente analizada. Al utilizar el método G (ajuste de mínimos cuadrados), se observó que cuando la regresión es lineal negativa, el ajuste y concordancia es alta, con los métodos C y D. Sin embargo, cuando la regresión es exponencial y de potencia, se presentan restricciones en su aplicabilidad, dado que no alcanza el intervalo de la valoración concurrente de calidad

Tabla 2: Resumen de métodos normalizados aplicados a la calidad ambiental en un MPAHE

Unidad	Intervalo	Método normalizado		Condiciones
mg/L	$7 \leq DBO_5 \leq 135$	$CA_i = \frac{\max DBO_i - DBO_i}{\max DBO_i - \min DBO_i}$	$CA_i = 1.0157 - 0.0068 DBO$ $r^2 = 0.9982$	Si $DBO_5 \geq 135$, $CA_i = 0.1$
mg/L	$10 \leq N_{NO2} \leq 55$	$CA_i = \frac{\max N_i - N_i}{\max N_i - \min N_i}$	$CA_i = 1.2 - 0.02N$ $r^2 = 1$	Si $N_{NO2} \geq 55$, $CA_i = 0.1$
mg/L	$50 \leq SST \leq 500$	$CA_i = \frac{\max SST - SST}{\max SST - \min SST}$	$CA_i = 1.1 - 0.002SST$ $r^2 = 1$	Si $SST \geq 500$, $CA_i = 0.1$
mg/L	$0.5 \leq P_T \leq 17$	$CA_i = \frac{\max P_T - P_T}{\max P_T - \min P_T}$	$CA_i = 0.9927 - 0.0537 P_{total}$ $r^2 = 0.9959$	Si $P_T \geq 17$, $CA_i = 0.1$
mm	$5 \leq P \leq 100$	$CA_i = \frac{\max P - P}{\max P - \min P}$		Si $P \leq 5$, $CA_i = 0.1$
L/s	$5 \leq Q \leq 1000$	$CA_i = \frac{\max Q_i - Q_i}{\max Q_i - \min Q_i}$		Si $Q \geq 1000$, $CA_i = 0.1$
kg/día	$10 \leq CL \leq 6000$	$CA_i = \frac{\max CL_i - CL_i}{\max CL_i - \min CL_i}$		Si $CL \geq 6000$, $CA_i = 0.1$
kW/día	$0.5 \leq EEC \leq 2000$	$CA_i = \frac{\max EEC_i - EEC_i}{\max EEC_i - \min EEC_i}$		Si $EEC \geq 2000$, $CA_i = 0.1$
eq ton día	$0.2 \leq ECO \leq 200$	$CA_i = \frac{\max ECO_i - ECO_i}{\max ECO_i - \min ECO_i}$		Si $ECO \geq 200$, $CA_i = 0.1$
-	$0.5 \leq Per \leq 6$	$CA_i = \frac{Per_i - \min Per_i}{\max Per_i - \min Per_i}$	$CA_i = 0.0431 + 0.1581 Per$ $r^2 = 0.9933$	Si $Per \leq 0.5$, $CA_i = 0.1$

ambiental. Un beneficio de normalizar vectores o variables como la calidad ambiental, es que se define una región de especificación y variación de la integralidad de factores ambientales en la dinámica ambiental de cuencas hídricas. Con ello, es posible ponderar de manera concurrente o en paralelo, una valoración cuantificable y cualificable de la planificación ambiental en las cuencas hídricas. Se concibe el MPAHE incorporando variables o vectores normalizados en función de la calidad ambiental, lo cual permite flexibilizar y encausar una toma de decisión de ordenamiento y planificación adecuada de unas cuencas hídricas.

Agradecimientos

El primer autor agradece a la Escuela de Ingeniería Civil Industrial y al Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad del Bío-Bío por el apoyo académico

brindado en el desarrollo de la pasantía de investigación. De igual forma, se agradece a la Agencia de Cooperación Internacional AGCI de Chile por la asignación de la beca del programa de movilidad estudiantil y académica de la Alianza del Pacífico, para la realización de pasantía de investigación en la Universidad del Bío-Bío.

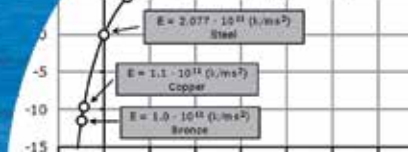
Referencias

- Abbassi, T. and Abbasi, S.A. (2012). *Water quality indices*. Elsevier, Oxford, UK
- Agresti, A. and Kateri, M. (2011). *Categorical data analysis*. Springer
- Aronoff, S. (1989). *Geographic information systems: a management perspective*. WDL Publications, Ottawa, Canada
- Balestrini, M. (2001). *Cómo se elabora el proyecto de investigación*. OBL, Caracas



- Barba-Romero, S. (1987). Panorámica actual de la decisión multicriterio discreta. *Investigaciones Economicas* **11**(2), 279 - 308
- Bonini, C. (2000). *Análisis cuantitativo para los negocios*. McGraw Hill Interamericana, Bogotá
- Boyacioglu, H. (2012). Utilization of environmetric & index methods as water quality comparative assessment tools focusing on heavy metal content. *Archives of Environmental Protection* **38**, No 3, 17 - 28
- Cude, C.G. (2001). Oregon water quality index: a tool for evaluating water quality management effectiveness. *Journal of the American Water Resources Association JAWRA* **37**(1), 125 - 137
- de Roo, G. and Miller, D. (2004). *Integrating city planning and environmental improvement: practicable strategies for sustainable urban development*. Gower publishing
- Domokos, G. and Scheuring, I. (2004). Discrete and continuous state population models in a noisy world. *Journal of Theoretical Biology* **227**(4), 535-545
- EPA (1983). *Methods for chemical analysis of water and wastes*. Environmental Protection Agency, USA
- García, M.S. (2009). *Métodos para la comparación de alternativas mediante un Sistema de Ayuda a la Decisión SAD y Soft Computing*. Tesis de doctorado, Universidad Politécnica de Cartagena
- García, M.C., Botero, A.P., Quiroga, F.A.B. y Robles, E.A. (2012). Variabilidad climática, cambio climático y el recurso hídrico en Colombia. *Revista de Ingeniería* **36**, 60-64
- Garduño, R., Ibarra, J.E. y Dávila, R. (2013). La medición de la competitividad en México: ventajas y desventajas de los indicadores. CIDE, México
- Gharibi, H., Sowlat, M.H., Mahvi, A.H., Mahmoudzadeh, H., Arabalibeik, H., Keshavarz, M., Karimzadeh, N. and Hassani, G. (2012). Development of a dairy cattle drinking water quality index (DCWQI) based on fuzzy inference systems. *Ecological Indicators* **20**, 228-237.
- Gómez, D. y Gómez, M. (2011). Evaluación ambiental estratégica (EAE); un instrumento preventivo de gestión ambiental. *Revista de Salud Ambiental* **11**(1-2), 9-16
- Grafe, C.S. (2002). Idaho river ecological assessment framework: an integrated approach. Idaho Department of Environmental Quality, Boise
- Gross, P. y Hajek, E. (1998). *Indicadores de calidad y gestión ambientales*. Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago
- Hair, J.F. (1999). *Análisis multivariante*. Prentice Hall, Madrid
- Hurtado, J. (1998). *Metodología de la investigación holística*. Fundacite-Sypal, Caracas
- IDEAM (2002). *Guía para el monitoreo de vertimientos, aguas superficiales y subterráneas*. Bogotá: Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial - República de Colombia
- Jasanoff, S. (2004). *Earthly politics: local and global in environmental governance*. MIT press
- Johnson, D. (2000). *Métodos multivariados aplicados al análisis de datos*. Thomson, México
- Kaveh, A., Mirzaei, B. and Jafarvand, A. (2015). An improved magnetic charged system search for optimization of truss structures with continuous and discrete variables. *Applied Soft Computing* **28**, 400-410
- Leitmann, J.L. (1999). *Sustaining cities: environmental planning and management in urban design*. McGraw-Hill
- Liou, S.M., Lo, S.L. and Wang, S.H. (2004). A generalized water quality index for Taiwan. *Environmental Monitoring and Assessment* **96**(1-3), 35-52
- López, J.J., González, M., Scaini, A., Goñi, M., Valdenebro, J.V. y Gimena, F.N. (2012). Caracterización del modelo HEC-HMS en la cuenca de río Arga en Pamplona y su aplicación a cinco avenidas significativas. *Obras y Proyectos* **12**, 15-30
- Márquez, H. (1999). Métodos matemáticos de evaluación de factores de riesgo para el patrimonio arqueológico: una aplicación GIS del método de jeraquías analíticas de TL SAATY. *Revista de Prehistoria y Arqueología de la Universidad de Sevilla* **8**, 21 - 37
- Mori, J. and Mahalec, V. (2015). Planning and scheduling of steel plates production. Part I: Estimation of production times via hybrid Bayesian networks for large domain of discrete variables. *Computers & Chemical Engineering* **79**, 113-134
- OEA (1978). *Calidad ambiental y desarrollo de cuencas hidrográficas: un modelo para planificación y análisis integrados*. Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente, Organización de los Estados Americanos, Washington D.C.
- Peña, D. (2002). *Análisis de datos multivariantes*. Mc Graw Hill, España

- Pomerol, J.Ch. and Barba-Romero, S. (2012). *Multicriterion decision in management: principles and practice*. Springer
- Ruiz, M.A. y Franco, G.B. (2009). Variabilidad estacional e interanual del viento en los datos del reanálisis NCEP/NCAR en la cuenca Colombia, mar Caribe. *Avances en Recursos Hidráulicos* **20**, 7-20
- Sarkar, C. and Abbasi, S.A. (2006). QUALIDEX—a new software for generating water quality indice. *Environmental Monitoring and Assessment* **119**(1-3), 201-231
- Soler, E.M., de Sousa, V.A. and da Costa, G.R. (2012). A modified Primal–Dual Logarithmic-Barrier Method for solving the Optimal Power Flow problem with discrete and continuous control variables. *European Journal of Operational Research* **222**(3), 616-622
- Southworth, J., Munroe, D. and Nagendra, H. (2004). Land cover change and landscape fragmentation—comparing the utility of continuous and discrete analyses for a western Honduras region. *Agriculture, Ecosystems & Environment* **101**(2), 185-205
- Spellman, F.R. (2013). *Handbook of water and wastewater treatment plant operations*. CRC Press
- Sujaul, I.M., Sobahan, M.A., Edriyana, A.A., Yahaya, F.M. and Yunus, R.M. (2015). Adverse impacts of poor wastewater management practices on water quality in Gebeng Industrial Area, Pahang, Malaysia. *World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Environmental, Chemical, Ecological, Geological and Geophysical Engineering* **9**(5), 491-494
- Vergel, G. (1997). *Metodología: un manual para la elaboración de diseños y proyectos de investigación*. Ediciones Unicosta, Barranquilla
- Villavicencio, A., Arumí, J.L. y Holzapfel, E. (2011). Planificación de recursos hídricos en zonas de sequía usando un modelo de optimización no lineal. *Obras y Proyectos* **10**, 73 - 80
- Walpole, R.E., Myers, R.H. y Myers, S.L. (1999). *Probabilidad y estadística para ingenieros*. Pearson
- Yisa, J. and Jimoh, T. (2010). Analytical studies on water quality index of river Landzu. *American Journal of Applied Sciences* **7**(4), 453-458
- Zeleny, M. (1982). *Multiple criteria decision making*. Mc Graw Hill, New York
- Zúñiga, R., Muñoz, E. y Arumí, J.L. (2012). Estudios de los procesos hidrológicos de la cuenca del río Diguillín. *Obras y Proyectos* **11**, 69 - 78



Wave speed calculation for water hammer analysis

Cálculo de la velocidad de onda para el análisis del golpe de ariete

Fecha de entrega: 13 de mayo 2016
Fecha de aceptación: 7 de noviembre 2016

John Twyman

Twyman Ingenieros Consultores, Pasaje Dos # 362, Rancagua, Chile, john@twyman.cl

In order to accurately solve the water hammer problem using the Method of the Characteristics MOC is necessary to fulfil with the so-called Courant condition which establishes mandatorily that $C_n = f(a) = 1$ in each pipeline of the system, where a is the wave speed. The value of C_n is dependant of a whose value depends in turn on the fluid properties (density, bulk modulus) and physical characteristics of each pipeline (elasticity modulus, diameter, wall thickness, supporting condition). Because water distribution systems usually has many different pipes, and therefore, many different wave speeds, it can be said that fulfil with $C_n = 1$ in each pipeline is a very difficult task, more when the solution by MOC needs a common time step Δt for all pipe sections of the system. A way of solution to this problem is applying the method of the wave-speed adjustment that involves modifying the value of a in each pipe section in a certain percentage up to obtain $C_n = 1$. With this procedure optimum results are guaranteed in numerical terms, but it is possible to say the same in physical terms? The question which arises is: what parameters within the formula of a must (or can) be changed without exceeding the characteristic values of the component material of the pipes?. This work shows that in some cases the wave speed modification can significantly alter the value of the parameters that define a , leading to values that can be physically inconsistent, fictitious or without practical application.

Keywords: wave speed, water hammer, Courant number

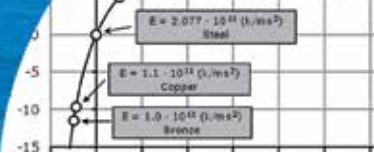
Para resolver en forma precisa el problema de golpe de ariete usando el Método de las Características MC es necesario que el número de Courant $C_n = 1$ en cada tubería del sistema. El valor de C_n depende de la velocidad de la onda a , cuyo valor depende a su vez de las propiedades del fluido (densidad, módulo de compresión) y de las características físicas de cada tubería (módulo de elasticidad, diámetro, espesor, condición de apoyo). Debido a que las redes de distribución de agua generalmente tienen muchas tuberías diferentes, y por tanto, muchas velocidades de onda distintas, cumplir con $C_n = 1$ en cada tubería se torna una tarea muy difícil, más aún cuando la solución mediante el MC necesita un paso de tiempo Δt común para todas las tuberías del sistema. Una forma de solución a este problema es aplicar el método de ajuste de la velocidad de la onda que consiste en modificar el valor de a en cada tubería en un cierto porcentaje hasta obtener $C_n = 1$. Con esto se garantizan resultados óptimos en términos numéricos, pero ¿es posible decir lo mismo en términos físicos?. La pregunta que se plantea es: ¿qué parámetros dentro de la fórmula de a deben (o pueden) ser cambiados sin exceder los valores característicos del material componente de la tubería?. En este trabajo se muestran algunos casos donde la modificación de a puede alterar significativamente la magnitud de los parámetros que definen su valor, dando lugar a valores que pueden ser físicamente incompatibles, ficticios o sin aplicación práctica.

Palabras clave: velocidad de la onda, golpe de ariete, número de Courant

Introduction

For many years the Method of the Characteristics MOC has been used for solving the transient flow in pipe networks due to its numerical efficiency, computational accuracy, and programming simplicity. However, one difficulty that arises is the selection of an appropriate time step Δt to use for the analysis. The challenge of selecting a time step is made difficult in pipeline systems because to calculate head

and discharge in many boundary conditions it is necessary that the time step be common to all pipes. Besides, MOC requires that the ratio of the distance step Δx to the time step Δt be equal to the wave speed a in each pipe, or that the Courant number $C_n = a \Delta t / \Delta x$ should ideally be equal to one. For most pipeline systems it is impossible to satisfy exactly the Courant requirement with a reasonable (and common) Δt because they have a variety of different



pipes with a range of wave speeds and lengths (Karney and Ghidaoui, 1997). There are two strategies to deal with this problem. The first strategy is apply the method of the wave-speed adjustment MWSA where one of the pipeline properties is altered (usually wave speed) to satisfy exactly the Courant condition. The second strategy is interpolating between known grid points allowing Courant numbers less than one. At first glance the MWSA appears simpler because is non-dissipative and non-dispersive and in theory only consists in modify the value of the wave speed in a certain percentage to meet $C_n = 1$. Nevertheless, this procedure distorts the physical characteristics of the problem (Ghidaoui and Karney, 1994). In other words, changing a involves altering, in physical terms, the value of one or more of the parameters that are part of its formulation such as fluid density or the elastic modulus of the constituent element of the pipe. More clearly, the modification of a in numerical terms involves altering the initial physical conditions of the system, leading to a solution that may be correct in numerical terms (to meet C_n), but incorrect in physical terms because the problem is solved using parameters with unreal magnitudes.

Governing equations of transient flow

When analyzing a volume control it is possible to obtain a set of non-linear partial differential equations of hyperbolic type valid for describing the one-dimensional 1D transient flow in pipes with circular cross-section (Chaudhry and Hussaini, 1985):

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a}{c} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + ac \frac{\partial H}{\partial x} + RQ|Q| = 0 \tag{2}$$

where the partial differential equations (1) and (2) correspond to the continuity and momentum (dynamics), respectively. Besides, H is the piezometric head, a is the wave speed, $c = (gA/a)$, where g is the acceleration of gravity, A is the pipe cross-section, Q is the fluid flow and $R = f/2DA$, f is the friction factor (Darcy-Weisbach) and D is the inner pipe diameter. The subscripts x and t denote space and time dimensions, respectively. Partial differential equations (1) and (2), in conjunction with the equations

related with the boundary conditions of specific devices, describe the phenomenon of wave propagation for a water hammer event.

Wave speed

For water, without presence of free air or gas, the more general equation to calculate the water hammer wave speed magnitude in one-dimensional flows is (Watters, 1984):

$$a^2 = \frac{K}{\rho \left(1 + \frac{D}{e} \frac{K}{E} \Psi \right)} \tag{3}$$

with a the wave speed, K the volumetric compressibility modulus of the liquid, ρ the liquid density, e the pipe wall thickness, E the pipe elasticity modulus (Young); ψ a factor related with the pipe supporting condition which can be calculated from general expressions (see Table 1) being the case 2 more conservative from an engineering point of view. Equation (3) supposes that:

- Pipe has a thin internal wall, condition which is met when $D/e > 40$ (Watters, 1984) or when $D/e > 25$ (Wylie and Streeter, 1978).
- Pipe remains full of water during the transient event; that is, no separation of the water column is generated, which means that at all times the pressure is greater than the vapour pressure.
- Water has small air content, so that the magnitude of the wave speed may be assumed constant.
- The pressure is uniform across any section of the pipe. It means that inertial forces associated with radial motion of the fluid are negligible (Skalak, 1955).

Equation (3) includes Poisson's ratio effect but neglects the motion and inertia of the pipe. This is acceptable for rigidly anchored pipe systems such as buried pipes or pipes with high density and stiffness, to name only a few.

Examples include major transmission pipelines like water distribution systems, natural gas lines and pressurized and surcharged sewerage force mains. However, the motion and inertia of pipes can become important when pipes are inadequately restrained (unsupported, free-hanging pipes) or when the density and stiffness of the pipe is small (Ghidaoui *et al.*, 2005).

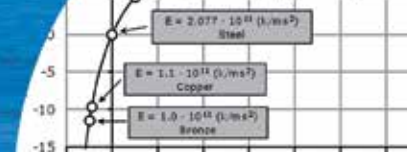
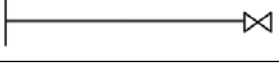
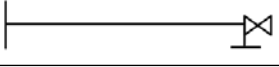
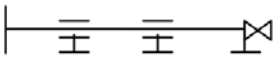


Table 1: Expressions for ψ according to the pipe supporting condition (Watters, 1984; Pierre, 2009)

Case	Pipe supporting condition
1	Pipe anchored at the upstream end only
	
	$\Psi = [1 / (1 + e/D)] [5/4 - u + 2(e/D) (1+u) (1 + e/D)]$
2	Pipe anchored against any axial movement
	
	$\Psi = [1 / (1 + e/D)] [1 - u^2 + 2(e/D) (1 + u) (1 + e/D)]$
3	Case 2 plus longitudinal expansion joints along the pipeline
	
	$\Psi = [1 / (1 + e/D)] [1 + 2(e/D) (1 + u) (1 + e/D)]$

Method of the characteristics

The Method of the Characteristics MOC is an Eulerian numerical scheme (Wood *et al.*, 2005) very used for solving the equations which governing the transient flow because it works with a constant and, unlike other methodologies based on finite difference or finite element, it can easily model wave fronts generated by very fast transient flows. MOC works converting the computational space $x - \text{time } t$ grid (or rectangular mesh) in accordance with the Courant condition. It is useful for modelling the wave propagation phenomena in water distribution systems due to its facility for introducing the hydraulic behaviour of different devices and boundary conditions (valves, pumps, reservoirs, etc.). Among its main advantages it can be highlighted its ease of use, speed and explicit nature, which allows calculate the variables Q and H directly from previously known values (Chaudhry, 1979; Wylie and Streeter, 1978). The main disadvantage of the MOC is that it must fulfil with the Courant stability criterion that can limit the magnitude of the time step Δt common for the entire network. In order to get $C_n = 1$, some pipe initial properties can be modified (length and/or wave speed). Another way is to keep the initial conditions and apply numerical interpolations with risk of generating errors (numerical dissipation and

dispersion) in the solution (Goldberg and Wylie, 1983). The MOC stability criterion states that (Watters, 1984):

$$C_n = a \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad (4)$$

where C_n is the Courant number, Δt is the time step and Δx is the sub-section pipe length ($\Delta x = L/N$ with L the pipe length and N the number of pipe sub-sections). In general, MOC gives exact numerical results when $C_n = 1$, otherwise, it generates erroneous results in the way of attenuations (when $C_n < 1$) or numerical instability (when $C_n > 1$).

Sectioning for piping systems: method of wave-speed adjustment

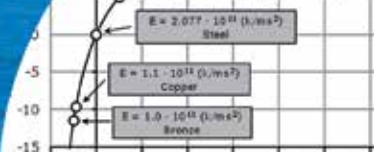
In piping systems Δt must equal for all pipes. This involves a certain amount of care in its selection. It is quickly realized that (4) probably cannot be exactly fulfilled in most systems. Inasmuch as the wave speed is probably not known with great accuracy, it may be permissible to adjust it slightly, so that integer N may be found. In equation form this can be expressed as (Wylie and Streeter, 1978):

$$\Delta t = \frac{L_j}{a_j (1 \pm \phi_j) N_j} \quad (5)$$

in which ϕ_j is a permissible variation in the wave speed in pipe j , always less than some maximum limit of say 0.15 or 15% (Wylie and Streeter, 1978). In general, a slight modification in wave speed is more preferable than any alteration in pipe length to satisfy the requirement of a common time step size.

Numerical interpolation

When MOC is applied with $C_n < 1$ some numerical interpolation must be applied in order to obtain Q and H for every pipe inner section. When the interpolation is applied on the x axis, some analytical expressions can be obtained for the state variables Q and H at interior nodes using numerical schemes with different interpolation orders. The most common numerical interpolation methods include linear interpolation at a fixed time level, including both space line interpolation and reach-out in space interpolation, as well as interpolation at a fixed location, such as time line interpolation or reach-back in time interpolation (Karney and Ghidaoui, 1997). There is a tendency among



practitioners to think of interpolation as a numerical device with only numerical side effects. In general, all common interpolation procedures result in numerical dissipation and dispersion, and they considerably distort the original governing equations. The interpolation procedures effectively change the wave speed (Ghidaoui and Karney, 1994). In summary, interpolation fundamentally changes the physical problem and must be viewed as a nontrivial transformation of the governing equations. Because this topic is beyond the scope of this paper, more information will not be included here. In the following paragraphs, the main parameters of the wave speed in (3) will be briefly analyzed, showing their characteristic values.

Compressibility is the property of a fluid to change its volume due to the pressure (Del Valle, 2010). For problems involving the effect of water hammer is necessary to take into account the compressibility of water, which is inversely proportional to its bulk modulus of elasticity and is defined mathematically as:

$$\epsilon = \frac{-dP}{\left(\frac{dv}{v}\right)} \quad (6)$$

where v is the specific volume and P is pressure. The bulk modulus of elasticity K is:

$$K = \frac{-\left(\frac{dv}{v}\right)}{dP} \quad (7)$$

The equation (7) represents the relative change in a fluid volume per unit of applied pressure. The negative sign is because as the pressure increases, the volume decreases and vice versa. The ϵ units are the same for pressure. At a temperature of 20°C and atmospheric pressure (1 bar) the bulk modulus of water is $K = 2.07 \cdot 10^9$ Pa. The density of water is the weight of the water per its unit volume:

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (8)$$

with ρ the density, m the fluid mass and V the fluid volume. The fluid density is function of pressure and temperature (especially in gases), it increases with increasing pressure and it decreases with major temperature. At atmospheric pressure and temperature of 4°C the water density is ρ

$= 1000$ kg/m³. The Young's elasticity modulus E is the relationship between the force increment and the unitary strain (Martínez and Azuaga, 1997). E has the same value for a tension or compression, being a constant as long as the force does not exceed a maximum value called elastic limit (Hooke's law). The formula for calculating the elasticity modulus is:

$$E = \frac{\sigma(\epsilon)}{\epsilon} = \frac{F}{A_0} \frac{L_0}{\Delta L} \quad (9)$$

where E is the modulus of elasticity, F is the force, A_0 is the surface (area) where the force is applied, ΔL is the length variation and L_0 is the initial length. Typical values of E for some materials are shown in Table 2.

Table 2: Typical values for E (Larock *et al.*, 2000)

Material	E , Pa
Steel	$2.077 \cdot 10^{11}$
Copper	$1.1 \cdot 10^{11}$
Bronze	$1.0 \cdot 10^{11}$
Asbestos cement	$2.3 \cdot 10^{10}$
Fiberglass reinforced	$9.0 \cdot 10^9$
PVC	$2.8 \cdot 10^9$
Polyethylene	$8.0 \cdot 10^8$

When a sample of material is stretched in one direction it tends to get thinner in the other two directions (Figure 1). The Poisson's ratio is the ratio of the relative contraction strain (or transverse strain) normal to the applied load. It can be expressed as:

$$u = \frac{-\epsilon_t}{\epsilon_L} \quad (10)$$

where u is the Poisson's ratio, ϵ_t is the transverse strain and ϵ_L is the longitudinal or axial strain. Strain can be expressed as:

$$\epsilon = \frac{dL}{L} \quad (11)$$

where dL is the change in length and L is the initial length. For isotropic materials the Poisson's ratio is in the range of 0 to 0.5 (Greaves *et al.*, 2011). Table 3 shows some typical values of u .

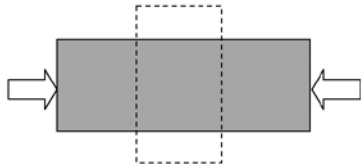
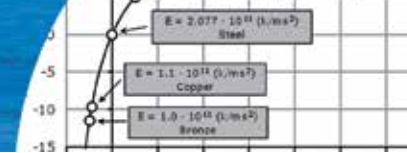


Figure 1: Contraction strain normal to the applied load

Table 3: Typical values for Poisson's ratio (Larock *et al.*, 2000)

Material	u	Material	u
Steel	0.30	Fiberglass reinforced plastic	0.22
Copper	0.36	PVC	0.45
Bronze	0.34	Polyethylene	0.46
Asbestos cement	0.30		

Example of application

It is considered a simple system composed by a reservoir (upstream end), a steel pipeline of length $L = 4800$ m carrying water without presence of free air or gas, and a valve (downstream end). The pipe is anchored against any axial movement (Figure 2). The temperature is 4°C . To calculate a_0 we take into account the following values: $K = 2.07$ GPa, $\rho = 1000$ kg/m³, $E = 207.7$ GPa, $D = 0.3$ m, $e = 0.00755$ m, $\psi = 0.9531$ (see Table 1, case 2). Substituting these values in (3) it is obtained $a_0 = 1225$ m/s.

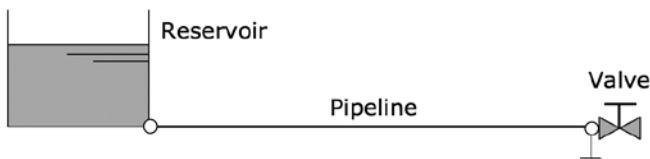


Figure 2: Pipe example sketch

Assuming that pipe network was discretized using $\Delta t = 0.3725$ s and $N = 10$, according to (4) we have: $C_n = a_0 \Delta t / \Delta x = 1225 \cdot 0.3725 / (4800 / 10) = 0.95065$. Because $C_n < 1$ and the application of the numerical interpolation is not an option, it will be necessary to modify the a_0 value in order to get $C_n = 1$.

Assumptions

In order to obtain $C_n = 1$, the following assumptions will be taken account: *i*) it is not possible to modify Δt , L and N ; *ii*) water parameters such as density ρ or bulk modulus K are known and unalterable; *iii*) there are not availability of

schemes different than MOC as those posed by Twyman *et al.* (1997), which are more stable and accurate when $C_n < 1$ and that do not require to modify the wave speed in order to get a more accurate solution.

Wave-speed adjustment

Because of the previous assumptions, in order to obtain $C_n = 1$, a_0 value must be incremented slightly up to 5%, that means up to $a_1 = 1289$ m/s. Now, the question is what values should adopt parameters u or E in (3) to justify the value of a_1 , under the scenario that they are the only parameters which can be modified?. For example, to obtain $a_1 = 1289$ m/s, Poisson's ratio u must be incremented up to 0.660 (*ceteris paribus*), see Figure 3. This value for u corresponds to an unknown material and it is out of range because it is greater than 0.5, the isotropic upper limit (Greaves *et al.*, 2011). On the other hand, to obtain $a_1 = 1289$ m/s, the elasticity modulus E must be incremented up to $3.12 \cdot 10^3$ GPa (*ceteris paribus*), see Figure 4. This value for E also is out of range because it belongs to a material that cannot be efficiently used in the manufacture of pipes for water distribution systems.

Discussion

Figures 3 and 4 show that to allow the variation of a in 5% (and get $C_n = 1$), u and E must take unrealistic values that are outside the normal range of physical constituent material of pipes. For example in Figure 3, given the range of extreme values of u between fiberglass reinforced plastic with $u = 0.22$ and polyethylene with $u = 0.46$, the non-numeric physical variation range of a should be between -0.5 and $+1.7\%$, corresponding to a range of variation of u between -25 and 55% of its original value, respectively.

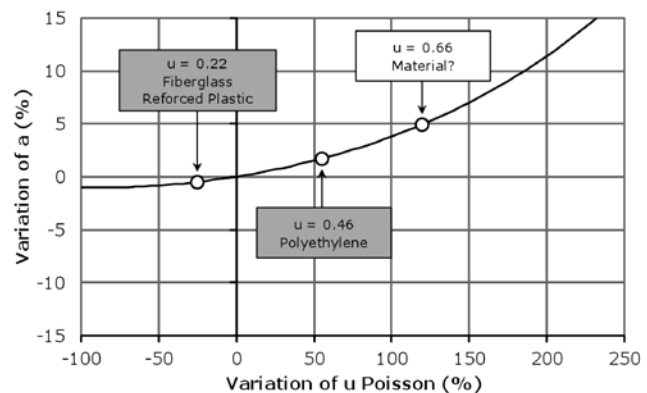


Figure 3: Variation of wave speed versus Poisson's ratio

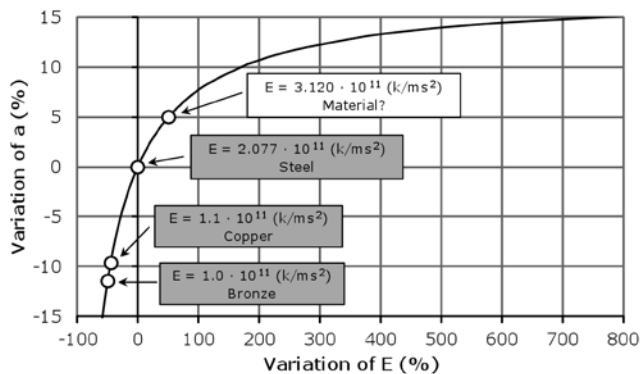


Figure 4: Variation of wave speed versus modulus of elasticity ($\text{k/ms}^2 = \text{Pa}$)

Even though, in the analyzed example u should vary 120% to get a value of 0.66 (out of range) for $a = 1289$ m/s and therefore $C_n = 1$. Figure 4 shows that +5% variation of the wave speed to obtain $C_n = 1$ implies to increase the value of elasticity modulus up to $E = 3120$ GPa, which corresponds to a variation of 50% of its initial value, being out of range because the existence of a material more rigid than steel and equally efficient and useful as a constituent element of a pipe is unknown. Another interesting point from Figure 4 is that the allowed variation of a falls between 0 and -11%, which only allow incorporate pipes of copper ($E = 1100$ GPa) or bronze ($E = 10000$ GPa) into the model because their rigidity. That is, by including less rigid pipes into the model (PVC for example, with $E = 2.8$ GPa), the variation of a would stay outside the allowable range $\pm 15\%$ recommended by authors such as Wylie and Streeter (1978). The modification of u or E values leads to $C_n = 1$, assuring the optimum results in numerical terms. Nevertheless, in this case the application of the method of wave-speed adjustment had a cost in physical terms because $C_n = 1$ was obtained from parameters (E or u) out of range. In general, analysts tend to forget such cost because the MWSA has been recommended in the pipeline literature (Karney and Ghidaoui, 1997), without giving further details about its physical limitations. Finally, another point is that physical limitations of the (4) and (5) show up to where it is possible modify a in order to avoid an out of range value. For example, in the case of u (Figure 3), the range of permitted variation of a is very restricted, between -1 and +1%. For the case of E (Figure 4) such range varies between 0 and -10%. This means that the range of variation of a between -15 and

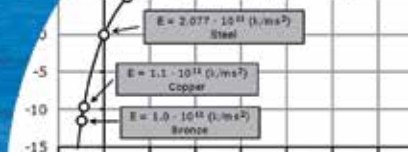
+15% recommended by Wylie and Streeter (1978) is only referential, that is, it shows the maximum range of values to take in case of need to modify the a values, taking care to apply an arbitrary percentage change without checking the numerical aspects and physical constraints that are behind (4) and (5).

Conclusion

The MWSA distorts the physical characteristics of the water hammer problem. Due to this, it is recommendable that in the process of discretization (Δx , Δt) of the pipe network, necessary to solve the water hammer in pipe networks by MOC, before deciding to apply the MWSA to obtain $C_n = 1$, the analyst must see if the final values adopted to calculate a are consistent and appropriate, both in numerical and physical terms. Otherwise it would solve a very different problem originally raised with implications for all stages of design or verification of the system. Before changing the value of a , it is important to check the implications of changing its magnitude. At this point, it is important to know what parameters of its formulation are known and can be considered as unalterable (pipe length, diameter or wall thickness) and check what of the other parameters can be modified by analyzing its variation range and level of reality.

References

- Chaudhry, M.H. (1979). *Applied hydraulic transients*. Van Nostrand Reinhold, New York
- Chaudhry M.H. and Hussaini M.Y. (1985). Second-order accurate explicit finite-difference schemes for waterhammer analysis. *Journal of Fluid Engineering* **107**(4), 523 - 529
- Del Valle, V. (2010). *Fluidos*. Apuntes editorial Universidad Tecnológica Nacional, Tucumán, Argentina
- Ghidaoui M.S. and Karney B.W. (1994). Equivalent differential equations in fixed-grid characteristics method. *Journal of Hydraulic Engineering* **120** (10), 1159 - 1175
- Ghidaoui, M.S., Zhao, M., McInnis, D.A. and Axworthy, D.H. (2005). A review of water hammer theory and practice. *Applied Mechanics Review* **58**(1), 49 - 76
- Goldberg, D.E. and Wylie, E.B. (1983). Characteristics method using time-line interpolations. *Journal of Hydraulic Engineering* **109**(5), 670 - 683



- Greaves, G.N., Greer, A.L., Lakes, R.S. and Rouxel, T. (2011). Poisson's ratio and modern materials. *Nature Materials* 10(11), 823-837
- Karney B.W. and Ghidaoui M.S. (1997). Flexible discretization algorithm for fixed-grid MOC in pipelines. *Journal of Hydraulic Engineering* 123 (11), 1004 - 1011
- Larock, B.E., Jeppson, R.W. and Watters, G.Z. (2000). *Hydraulics of pipeline systems*. CRC Press, Boca Raton, Florida, USA
- Martínez, P. y Azuaga, M. (1997). Medición del módulo de elasticidad de Young. Apuntes laboratorio IV, Departamento de Física, UBA
- Pierre, B. (2009). *Pressure waves in pipelines and impulse pumping: physical principles, model development and numerical simulation*. Doctoral thesis, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim
- Skalak, R. (1955). An extension of the theory of water hammer. Tech. Report No. 15, Columbia University
- Twyman, J., Twyman, C. y Salgado, R. (1997). Optimización del método de las características para el análisis del golpe de ariete en redes de tuberías. XIII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica, Universidad de Santiago de Chile, 53 - 62
- Watters, G.Z. (1984). *Analysis and control of unsteady flow in pipelines*. 2nd edition, Butterworth-Heinemann, USA
- Wood, D.J., Lingireddy, S., Boulos, P.F., Karney, B.W. and McPherson, D.L. (2005). Numerical methods for modeling transient flow in distribution systems. *Journal of the American Water Works Association* 97 (7), 104 - 115
- Wylie, E.B. and Streeter, V.L. (1978). *Fluid transients*. McGraw-Hill, USA

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:

Navarrete, M. (2009). Influencia del contenido de finos no plástico en la rigidez y el amortiguamiento a bajas amplitudes de deformación en arenas cuarzosas. *Obras y Proyectos* **6**, 19-30

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, Th. and Poblete, M. (2005). Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **25** (12), 923 - 932

Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Spon 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:

Navarrete, M. (2009). Influencia del contenido de finos no plástico en la rigidez y el amortiguamiento a bajas amplitudes de deformación en arenas cuarzosas. *Obras y Proyectos* **6**, 19-30

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, Th. and Poblete, M. (2005). Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **25** (12), 923 - 932

Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Spon 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.



LMMG



- Perfil estratigráfico para suelos finos y gruesos hasta gravilla
- Toma de muestras
- Resistencia no drenada (suelos finos)
- Angulo de fricción
- Densidad relativa
- Conductividad hidráulica
- Velocidad de onda de corte Vs. (ensayo downhole)
- Módulo de deformación
- Determinación de suelos con potencial de licuefacción

- *Ensayo CPTU portátil*
- *De fácil acceso a relaves y terrenos de difícil acceso*
- *Posibilidad de sondajes en obras portuarias*
- *Equipo camión CPTU de 20 tons disponible*



GEOTECNIA ENSAYOS CPT

www.lmmg.cl - contacto@lmmg.cl



FERRARA

PROYECTOS ESPECIALES



EXPLORACIONES



PROYECTOS



OBRAS
GEOTÉCNICAS

ANCLAJES - MICROPILOTES - SOIL NAILING - FORTIFICACIONES

www.ferrara.cl - e-mail: jc@ferrara.cl - Fono: (+56 2) 2204 1010