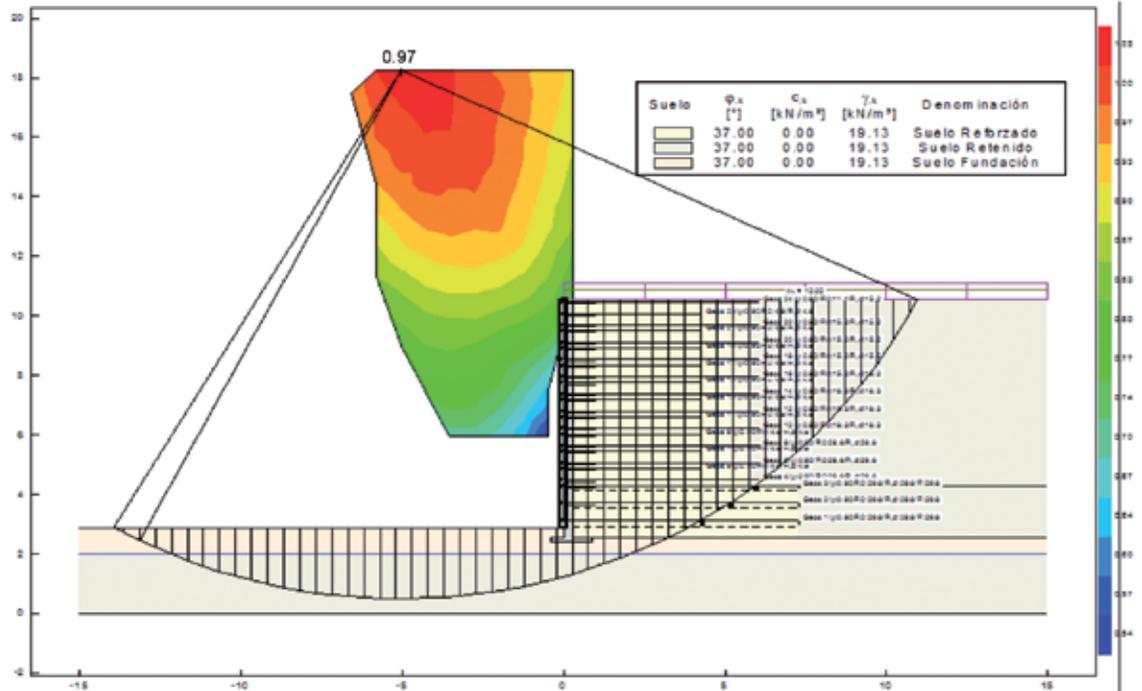


Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil



Modelling steel-concrete interaction using the extended finite element method

Modelación de la interacción entre acero y hormigón usando el método de los elementos finitos extendidos

R. Gutiérrez, L. Stempniewski and W. Fleming

Evaluación técnica de albañilería de bloques con adiciones puzolánicas

Technical evaluation of block masonry with pozzolanic additions

W. Roldán y J. Soto

Uso de agua de rechazo de plantas depuradoras en la fabricación de hormigones

Use of waste water from purification plants in the manufacture of concrete

A. Nazer, A. Guzmán, L. Bolados, L. González y O. Pavez

Metodología de toma de decisiones para la selección de subcontratos en la industria de la construcción

Methodology of decision-making for the selection of subcontracts in the construction industry

A. Crisóstomo y R. Herrera

Study of the static and seismic performance of a geogrid reinforced soil wall as bridge abutment in Concepción

Estudio de la respuesta estática y sísmica de un muro de suelo reforzado con geomalla como estribo de puente en Concepción

M. González, F. Villalobos, A. Méndez and P. Carrillo

Estudio experimental del efecto de la excitación basal y grado de saturación en las presiones de poros bajo una presa de tierra

Experimental study of the basal excitation and saturation degree effect on the pore pressure underneath an earth dam

M. Pastén e I. Salazar

Transient flow analysis using the method of characteristics MOC with five-point interpolation scheme

Análisis del flujo transiente usando el método de las características con esquema de interpolación de cinco puntos

J. Twyman

Determinación de un régimen de caudal ambiental para el río Ñuble considerando actividades recreacionales y requerimientos de hábitat de peces

Environmental flow determination for the River Ñuble considering leisure activities and fish habitat requirements

S. Toledo y E. Muñoz



Departamento de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería

Universidad Católica de la Santísima Concepción



Scientific Electronic Library Online



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

COLUMNAS DE GRAVA

El nuevo servicio de CONSTRUCTORA LANCUYEN, la empresa líder en servicios geotécnicos del sur de Chile.



CONSTRUCTORA LANCUYEN LTDA.
Cochrane 635 Oficina 1503
Concepción

41-2467741
lancuyen@lancuyen.cl
www.lancuyen.cl



LANCUYEN
CONSTRUCTORA



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*



GEO TEC NIA ENSAYOS CPT

www.lmmg.cl - contacto@lmmg.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

Edición 24, Primavera 2018
Revista Obras y Proyectos

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

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

Dr. Óscar Link
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Arsenio Negro
Bureau de Projotos e Consultoria Ltda., São Paulo, Brasil
Dr. Giang Nguyen
The University of Adelaide, Australia
Dr. Ricardo Nicolau
Constructora Incolur S.A., Las Condes, 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 Kansai, Osaka, Japón
Dr. Ingo Weidlich
HafenCity University, Hamburgo, Alemania
Dr. Torsten Wichtmann
Bauhaus University Weimar, Alemania

Diseño y diagramación

VCR Publicidad
vcrpublicidad@gmail.com
56 9 88823187

Contacto y envío de artículos

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

Avisos comerciales y suscripciones

Ana María Aburto
aaburto@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.

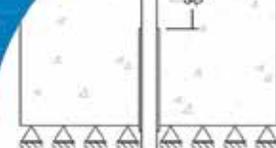
Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

Contenidos



- 6** Modelling steel-concrete interaction using the extended finite element method
Modelación de la interacción entre acero y hormigón usando el método de los elementos finitos extendidos
R. Gutiérrez, L. Stempniewski and W. Fleming
- 13** Evaluación técnica de albañilería de bloques con adiciones puzolánicas
Technical evaluation of block masonry with pozzolanic additions
W. Roldán y J. Soto
- 21** Uso de agua de rechazo de plantas depuradoras en la fabricación de hormigones
Use of waste water from purification plants in the manufacture of concrete
A. Nazer, A. Guzmán, L. Bolados, L. González y O. Pavez
- 28** Metodología de toma de decisiones para la selección de subcontratos en la industria de la construcción
Methodology of decision-making for the selection of subcontracts in the construction industry
A. Crisóstomo y R. Herrera
- 41** Study of the static and seismic performance of a geogrid reinforced soil wall as bridge abutment in Concepción
Estudio de la respuesta estática y sísmica de un muro de suelo reforzado con geomalla como estribo de puente en Concepción
M. González, F. Villalobos, A. Méndez and P. Carrillo
- 53** Estudio experimental del efecto de la excitación basal y grado de saturación en las presiones de poros bajo una presa de tierra
Experimental study of the basal excitation and saturation degree effect on the pore pressure underneath an earth dam
M. Pastén e I. Salazar
- 62** Transient flow analysis using the method of characteristics MOC with five-point interpolation scheme
Análisis del flujo transiente usando el método de las características con esquema de interpolación de cinco puntos
J. Twyman
- 71** Determinación de un régimen de caudal ambiental para el río Ñuble considerando actividades recreacionales y requerimientos de hábitat de peces
Environmental flow determination for the River Ñuble considering leisure activities and fish habitat requirements
S. Toledo y E. Muñoz



Modelling steel-concrete interaction using the extended finite element method

Modelación de la interacción entre acero y hormigón usando el método de los elementos finitos extendidos

Fecha de entrega: 12 de febrero 2018

Fecha de aceptación: 14 de agosto 2018

Rodrigo Gutiérrez¹, Lothar Stempniewski¹ and Wagner Fleming²

¹ Institute of Reinforced Concrete Structures and Building Materials, Karlsruhe Institute of Technology, Kaiserstrasse 12, 76128 Karlsruhe, Germany, rodrigo.gutierrez@partner.kit.edu, lothar.stempniewski@kit.edu

² Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Av. Angamos 0610, Antofagasta, Chile, wflaming@ucn.cl

The extended finite element method (X-FEM) is used as an alternative for the modelling of the bond behaviour between reinforcement and the surrounding concrete in reinforced concrete structures, through either reinforcing bars, fibres or others. The interface of composite materials introduces a discontinuity and, therefore, can be numerically modelled using X-FEM. This method is capable to model discontinuities without modifying the discretization by the addition of new degrees of freedom to the standard finite element approximation. Bond elements (or cohesive elements) are presented in order to be compared with the proposed alternative. The results obtained are also compared to reference solutions, showing a good agreement.

Keywords: reinforcement, finite element method, bond laws, bond elements, X-FEM, pull-out test

El método de los elementos finitos extendidos (X-FEM) se emplea como alternativa para la modelación de la unión entre el refuerzo y el hormigón circundante en estructuras de hormigón reforzado, ya sea a través de barras de refuerzo, fibras u otros. La interfaz de los materiales compuestos introduce una discontinuidad, y por lo tanto puede ser modelada numéricamente a través de X-FEM. Este método es capaz de modelar discontinuidades sin modificar la discretización mediante la adición de nuevos grados de libertad a la aproximación estándar de elementos finitos. Se presentan los elementos de unión (o cohesivos) para ser comparados con la alternativa propuesta. Los resultados se comparan también con soluciones de referencia, mostrando una buena correspondencia.

Palabras clave: refuerzo, método de los elementos finitos, leyes de unión, elementos de unión, X-FEM, ensayo de arranque

Introduction

Reinforced concrete depends on the combined action of the concrete and its embedded reinforcement to ensure proper operation during service life. This action would not be possible without a successful transfer of bond forces along the interface between both materials. In this regard, bond determines ultimately the behaviour of the structure. One of the most common and simplest ways to model this interaction is through bond laws (or cohesive laws), which belong to the group of phenomenological models. This means that for its understanding, no detailed knowledge of the underlying physical process is required. Bond constitutive laws describe relationships between the stress acting on the interface and the corresponding interfacial relative displacement (slip and opening), and define the loss of load transfer capability through the interface.

Bond laws have been incorporated into a finite element analysis using, among others, bond elements, also known as cohesive zone elements (Dugdale, 1960; Barenblatt, 1962), which are placed between bulk elements and allow the calculation of the relative displacements between concrete and the reinforcement and, therefore, the amount of bond forces along the interface.

In the present paper, as an alternative to bond elements, we extend the applications of X-FEM for the cohesive crack models (Moës and Belytschko, 2002) to the modelling of the interface between concrete and its reinforcement, through either reinforcing bars, fibres or others.

In X-FEM, in order to consider the presence of the crack, the finite element approximation is enriched with local functions based on the asymptotic and discontinuous

features of the displacement field, thus allowing the crack to be completely independent of the mesh. This new methodology was presented in Belytschko and Black (1999) and Mões *et al.* (1999). A good overview of this method is given in Dolbow (1999) and Fleming (2011). Even though this method was developed to model discrete cracks, its formulation can be used to model any type of discontinuity within the material, such as those introduced by the interface. For example, Radtke *et al.* (2010) used a special enrichment function that can handle discrete thin fibres in a continuum matrix without meshing them.

Bond constitutive laws

The constitutive behaviour of the interface between concrete and reinforcement can be described by means of bond laws, which define relationships between the stress acting on the interface and the corresponding relative displacements. The relative displacement tangential to the interface is commonly called slip and is denoted by s , while the relative displacement normal to the interface is called opening and is represented by ω . The bond stresses can be also divided into a tangential component τ and into a normal component σ . Usually, in the literature the tangential component τ is called bond stress, while normal component σ , radial stress; this notation will be adopted in this work.

Different kinds of bond laws can be found in the literature. Most of them can be classified into the following groups: polynomial laws, piece-wise linear laws, exponential laws and rigid-linear laws. A more detailed description can be found in van den Bosch *et al.* (2006). Bond laws can be also categorized in uncoupled or coupled. In an uncoupled bond law, the tangential bond stress τ is independent of the opening ω , while the normal bond stress σ is independent of the slip s . In a coupled bond law, the normal and tangential bond stress depend on both slip and opening.

Bond laws present generally a linear-elastic behaviour until a certain threshold that represents the bond failure point. Once this limit is exceeded, the curve starts to exhibit an irreversible softening behaviour, which is associated with a decrease of the transfer capacity of bond forces along the interface. The parameters that define the bond laws are determined empirically, and depend mostly on the geometry and properties of the materials involved, as well as on the failure mechanism. Figure 1 shows schematically

a typical bond stress-slip relationship, valid for any type of reinforcement.

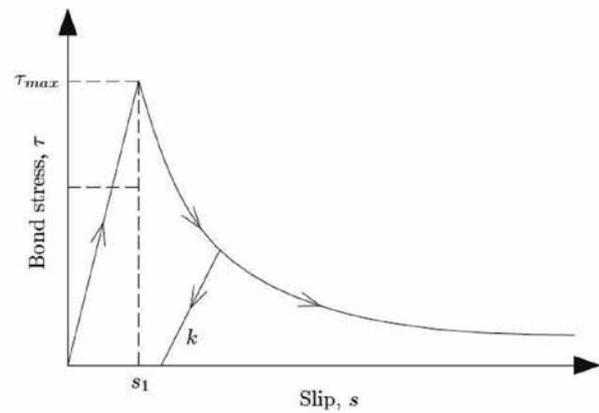


Figure 1: Bond stress-slip relationship

Bond elements formulation

Let focus our attention on Figure 2, which shows an idealization of a finite element mesh in the vicinity of the interface. The mesh is composed of traditional bulk and bond elements. Bulk elements are discretized using two-dimensional finite elements. Unlike traditional finite elements, bond elements have a width equal to zero (in Figure 2 the bond element is depicted as having a finite width in order to simplify the definitions) and no stiffness, since they do not represent a physical material, but a tool to mediate the interaction between the adjacent elements. The behaviour of bond elements is governed by bond constitutive laws, and therefore, instead of strains, the deformation field is defined in terms of the relative displacements. Bond elements contain n pairs of nodes (n_i^+ and n_i^-) and each pair occupies the same location in the undeformed configuration.

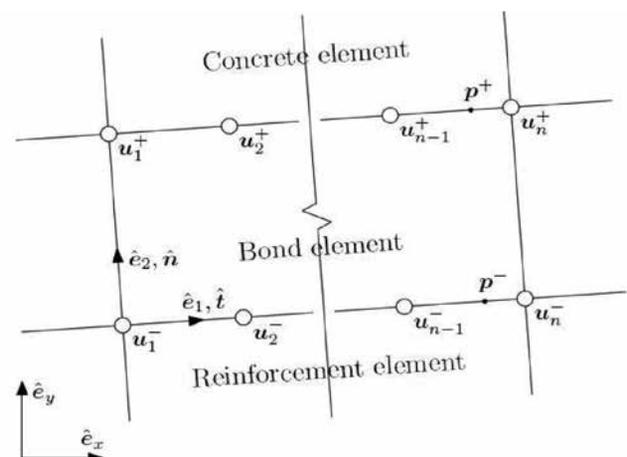
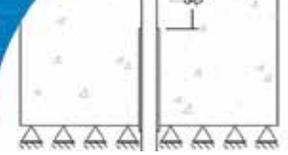


Figure 2: Finite element mesh, bond elements



Nodes n_1^+, \dots, n_n^+ belong to the concrete element, while nodes n_1^-, \dots, n_n^- belong to the reinforcement element. The relative displacement within the element can be determined as the difference between the displacements of any two points (point $p^+(x)$ and node $p^-(x)$ for example). In the global coordinate system (x, y) the relative displacement is given by:

$$\boldsymbol{\omega}^{global}(\mathbf{x}) = \begin{bmatrix} \omega_x(\mathbf{x}) \\ \omega_y(\mathbf{x}) \end{bmatrix} = \mathbf{u}^+(\mathbf{x}) - \mathbf{u}^-(\mathbf{x}) \quad (1)$$

$$= \mathbf{N}(\mathbf{x})\mathbf{u}_e,$$

where $\mathbf{N}(\mathbf{x})$ is a matrix containing the shape functions and is defined as follows:

$$\mathbf{N}(\mathbf{x}) = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} N_1(\mathbf{x}) & 0 \\ 0 & N_1(\mathbf{x}) \end{bmatrix} \cdots \begin{bmatrix} N_n(\mathbf{x}) & 0 \\ 0 & N_n(\mathbf{x}) \end{bmatrix} \\ \begin{bmatrix} -N_1(\mathbf{x}) & 0 \\ 0 & -N_1(\mathbf{x}) \end{bmatrix} \cdots \begin{bmatrix} -N_n(\mathbf{x}) & 0 \\ 0 & -N_n(\mathbf{x}) \end{bmatrix} \end{bmatrix}, \quad (2)$$

and \mathbf{u}_e is a vector that groups the degrees of freedom of the bond element:

$$\mathbf{u}_e = [\mathbf{u}_1^{+T} \cdots \mathbf{u}_n^{+T} \mathbf{u}_1^{-T} \cdots \mathbf{u}_n^{-T}] \quad (3)$$

One-dimensional shape functions are used in the definition (2), which can be formulated in the natural coordinate system by the Lagrange polynomials:

$$N_i(x(\xi)) = N_i(\xi) = \prod_{j=1, j \neq i}^n \frac{\xi - \xi^j}{\xi^i - \xi^j}, \quad (4)$$

where n represents the number of pairs of nodes of the bond element, and ξ is the so called natural coordinate ($-1 \leq \xi \leq 1$).

In the simplest case, where the bond element has only four nodes, the shape functions take the following form:

$$N_1(\xi) = \frac{1}{2}[1 - \xi], \quad (5)$$

$$N_2(\xi) = \frac{1}{2}[1 + \xi]. \quad (6)$$

The relative displacement in the local coordinate system can be obtained by the transformation:

$$\boldsymbol{\omega}(\mathbf{x})^{local} = \begin{bmatrix} \omega_1(\mathbf{x}) \\ \omega_2(\mathbf{x}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \omega(\mathbf{x}) \\ s(\mathbf{x}) \end{bmatrix} = \mathbf{R}^T \boldsymbol{\omega}(\mathbf{x})^{global}, \quad (7)$$

where \mathbf{R} is the transformation matrix from the global into the local coordinate system:

$$\mathbf{R} = [\hat{\mathbf{n}} \quad \hat{\mathbf{t}}]. \quad (8)$$

Here, $\hat{\mathbf{n}}$ and $\hat{\mathbf{t}}$ are the unit vectors of the local coordinate system, see Figure 2.

From now on, the local relative displacement $\boldsymbol{\omega}(\mathbf{x})^{local}$ will be denoted only by $\boldsymbol{\omega}(\mathbf{x})$.

The energy balance of the system must be expanded by adding a bond (cohesive) term to the total potential energy:

$$\delta \Pi = \delta W^{int} - \delta W^{ext} - \delta W^{bond}, \quad (9)$$

where W^{bond} is the work of the bond stresses along the interface surface Ω and is given by:

$$\begin{aligned} \delta W^{bond} &= \int_{\Omega^+} \delta \mathbf{u}^{+T} \boldsymbol{\tau}^+ dA \\ &\quad + \int_{\Omega^-} \delta \mathbf{u}^{-T} \boldsymbol{\tau}^- dA \\ &= - \int_{\Omega} \delta [\mathbf{u}^+ - \mathbf{u}^-]^T \mathbf{R}^T \boldsymbol{\tau} dA \\ &= - \int_{\partial \Omega} \delta \boldsymbol{\omega}^T \mathbf{R}^T \mathbf{A} \boldsymbol{\tau} ds, \end{aligned} \quad (10)$$

with:

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} A_n & 0 \\ 0 & A_t \end{bmatrix}, \quad (11)$$

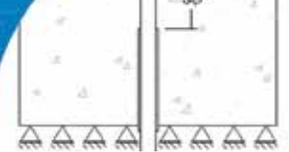
where A_n and A_t are the contact areas associated with the bond stresses σ and τ , respectively

$\boldsymbol{\tau}$ is the bond stress vector and is defined by the bond constitutive law, *i.e.* $\boldsymbol{\tau} = f(\boldsymbol{\omega})$.

Replacing the discretization given in (1) in this last equation (11), an expression for the element bond force vector is obtained:

$$\mathbf{F}_e^{bond} = - \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T \mathbf{R}^T \mathbf{A} \boldsymbol{\tau}(\boldsymbol{\omega}) d\Gamma. \quad (12)$$

The discretization performed above leads to a nonlinear



problem. In this regard, to develop an efficient incremental solution procedure, it is necessary to define the element tangent matrix for the bond element. Taking the derivative of (12) with respect to the nodal displacements yields:

$$\mathbf{K}_e^{bond} = \frac{\partial \mathbf{F}_e^{bond}}{\partial \mathbf{u}_e} - \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T \mathbf{R}^T \mathbf{A} \frac{\partial \boldsymbol{\tau}(\boldsymbol{\omega})}{\partial \boldsymbol{\omega}} \mathbf{R} \mathbf{N} d\Gamma. \quad (13)$$

The evaluation of the line integrals presented above are carried out through numerical integration methods for each bond element, and the resulting element matrices are assembled in the global matrices of the system. Finally, the discrete equilibrium equation can be written as:

$$\mathbf{F}^{int} = \mathbf{F}^{ext} + \mathbf{F}^{bond}, \quad (14)$$

where \mathbf{F}^{int} is the internal force vector, \mathbf{F}^{ext} the external force vector and \mathbf{F}^{bond} the bond force vector of the system.

X-FEM formulation

As in the case of a crack, the displacement field is discontinuous along the interface and, therefore, can be modelled using X-FEM (Figure 3).

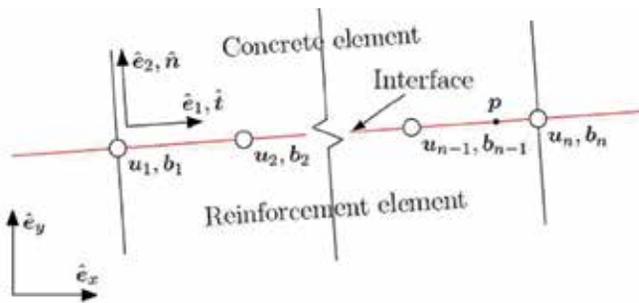


Figure 3: Finite element mesh, X-FEM

The main idea behind X-FEM is to enrich the classical finite element approximations:

$$\mathbf{u}(x) = \sum_{i \in I} \mathbf{u}_i N_i(x), \quad (15)$$

with local information about the solution \mathbf{u} , in order to capture its local features. Here, I is the set of all nodes of the system. The fact that the displacement field is discontinuous on the interface can be incorporated into the finite element approximation. The discontinuity across

the interface is treated using a generalized step function, which takes the value on one side of the interface and -1 on the other, that means:

$$H(x) = \begin{cases} 1 & \text{if } x \in \Omega^+, \\ -1 & \text{if } x \in \Omega^-. \end{cases} \quad (16)$$

Therefore, only the nodes located on the interface are enriched with this function. Figure 4 shows the enrichment strategy of the nodes.

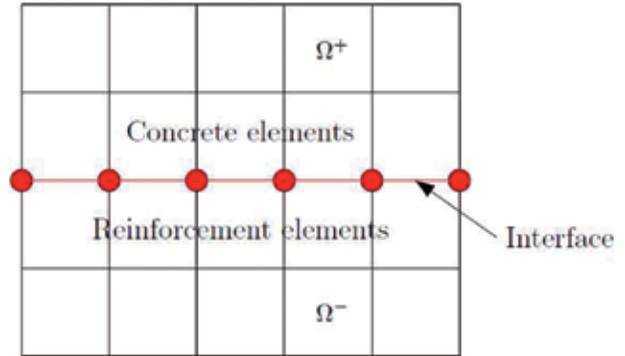


Figure 4: Enrichment strategy

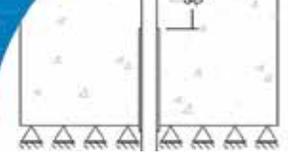
Then, the X-FEM approximation of the displacement field leads to:

$$\mathbf{u}(x) = \sum_{i \in I} \mathbf{u}_i N_i(x) + \sum_{i \in I_H} \mathbf{b}_i [H(x) - H(x_i)] N_i(x), \quad (17)$$

where \mathbf{b}_i are the extra degrees of freedom associated with the step function, and I_H is the set of nodes enriched with this function. Special care must be taken in the evaluation of the step function of the enriched nodes, since they are located on the interface and the definition (16) is, therefore, ambiguous. In this case, the function $H(x_i)$ takes the value 1.

For the calculation of the line integrals presented below it is necessary to divide the interface into segments, which are defined by the borders of the adjacent elements. For example, in Figure 3, the interface segment is limited by the nodes 1 and n and groups the degrees of freedom $[\mathbf{u}_1 \mathbf{b}_1 \mathbf{u}_2 \mathbf{b}_2 \dots \mathbf{u}_{n-1} \mathbf{b}_{n-1} \mathbf{u}_n \mathbf{b}_n]$.

Using the same definition given in the section Bond elements formulation, the X-FEM relative displacement



approximation in the global coordinates system can be written as:

$$\omega(\mathbf{x})^{global} = \begin{bmatrix} \omega_x(\mathbf{x}) \\ \omega_y(\mathbf{x}) \end{bmatrix} = \mathbf{u}(\mathbf{x})^+ - \mathbf{u}(\mathbf{x})^- \quad (18)$$

$$= 2\mathbf{N}(\mathbf{x})\mathbf{b}_e,$$

where $\mathbf{N}(\mathbf{x})$ is defined as follows:

$$\mathbf{N}(\mathbf{x}) = \begin{bmatrix} [N_1(\mathbf{x}) & 0] & [N_2(\mathbf{x}) & 0] \\ [0 & N_1(\mathbf{x})] & [0 & N_2(\mathbf{x})] \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ [N_{n-1}(\mathbf{x}) & 0] & [N_n(\mathbf{x}) & 0] \\ [0 & N_{n-1}(\mathbf{x})] & [0 & N_n(\mathbf{x})] \end{bmatrix} \quad (19)$$

and \mathbf{b}_e is a vector that groups only the degrees of freedom associated with the step function of the segment under analysis:

$$\mathbf{b}_e = [\mathbf{b}_1^T \quad \mathbf{b}_2^T \quad \dots \quad \mathbf{b}_{n-1}^T \quad \mathbf{b}_n^T]^T. \quad (20)$$

The shape functions are defined in the same way as in (4).

The relative displacement in the local coordinate system can be obtained by the transformation:

$$\omega(\mathbf{x})^{local} = \begin{bmatrix} \omega_1(\mathbf{x}) \\ \omega_2(\mathbf{x}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \omega(\mathbf{x}) \\ s(\mathbf{x}) \end{bmatrix} \quad (21)$$

$$= \mathbf{R}^T \omega(\mathbf{x})^{global},$$

with \mathbf{R} given by (8).

In this case, the element bond force vector and the element tangent matrix are written as:

$$\mathbf{F}_e^{bond} = -2 \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T \mathbf{R}^T \mathbf{A} \boldsymbol{\tau}(\boldsymbol{\omega}) d\Gamma, \quad (22)$$

$$\mathbf{K}_e^{bond} = -4 \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T \mathbf{R}^T \mathbf{A} \frac{\partial \boldsymbol{\tau}(\boldsymbol{\omega})}{\partial \boldsymbol{\omega}} \mathbf{R} \mathbf{N} d\Gamma, \quad (23)$$

with \mathbf{A} having the same definition as in (11).

The line integrals presented above are calculated over each interface segment, and, as in the case of the bond elements formulation, the resulting element matrices are assembled in the global matrices of the system.

Numerical examples

In order to validate the proposed alternative with regard to the bond behaviour, three pull-out tests, performed

by Lettow (2011), were modelled. The test specimens correspond to a cube with 200 mm sides with embedded steel bars. The reinforcing bars were positioned at the centre of the specimen with embedment lengths of 3ϕ . This length prevents the yielding of the bar before its pull-out. The diameter ϕ of the bars are 6 mm, 12 mm and 16 mm, for the tests 1, 2 and 3, respectively. The test setup is shown in Figure 5. The models were built with 804, 768 and 770 4-nodes quadrilateral elements for the tests 1, 2 and 3, respectively. Considering that the out of plane stresses are negligible in comparison to the in plane stresses, a 2D plane stress model was used.

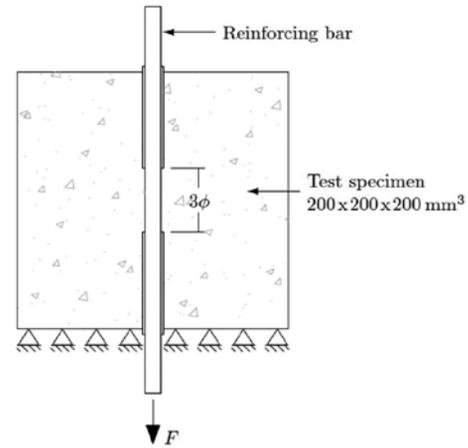


Figure 5: Test setup for the pull-out tests

Young's modulus E and Poisson's ratio ν of the reinforcing bars are $E = 200000$ MPa and $\nu = 0.3$, while for concrete are $E = 26287$ MPa and $\nu = 0.2$. The thickness of the specimen is $h = 200$ mm. In all the numerical examples, the material behaviour was assumed to be linear elastic. The equilibrium equations are solved by the Newton-Raphson method.

The bond stress-slip relationship according to Model Code 2010 (Fédération Internationale du Béton, 2012), is used:

$$\tau = \begin{cases} \tau_{max} \left(\frac{s}{s_1}\right)^\alpha & \text{for } 0 \leq s \leq s_1, \\ \tau_{max} & \text{for } s_1 \leq s \leq s_2, \\ \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \frac{(s - s_2)}{(s_3 - s_2)} & \text{for } s_2 \leq s \leq s_3, \\ \tau_f & \text{for } s_3 < s. \end{cases} \quad (24)$$

The parameters that defined the bond stress-slip relationship are the same used by Lettow (2011), and are presented in Table 1. The normal relative displacement is assumed to be negligible. For this purpose, a penalty formulation is chosen,

where $\sigma = \epsilon_N \omega$. A value of 10^6 for the penalty factor ϵ_N is enough to avoid penetration or separation of the interface faces.

Table 1: Parameters of the bond stress-slip relationship

Test	s_1 , mm	s_2 , mm	s_3 , mm	τ_{max} , MPa	τ_f , MPa
1	1.09	1.89	8.0	12.0	5
2	0.77	1.37	7.5	11.5	4
3	0.44	0.94	5.0	11.0	3

* α was equal to 0.4 in all tests

Since the reinforcement corresponds to steel bars, the contact area A_t associated with the tangential bond stress τ is equal to the sum of the perimeters of each bar, i.e. $n_\phi \pi \phi$, where n_ϕ is the number of the reinforcement rods.

Figures 6, 7 and 8 show the bond stress-slip curve for both methods exposed above. The results are in good agreement with the numerical and experimental results from Lettow (2011). On the other hand, the curves obtained by the bond elements formulation and X-FEM are identical, which shows that X-FEM can be used as an alternative for modelling of bond interaction of reinforcement concrete.

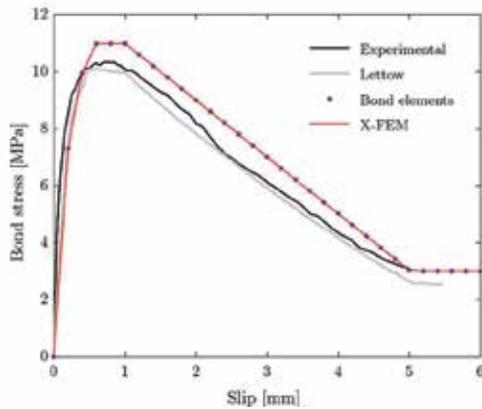


Figure 6: Bond stress-slip curve, Test 1

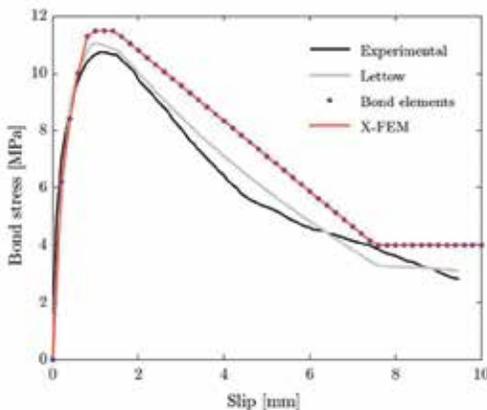


Figure 7: Bond stress-slip curve, Test 2

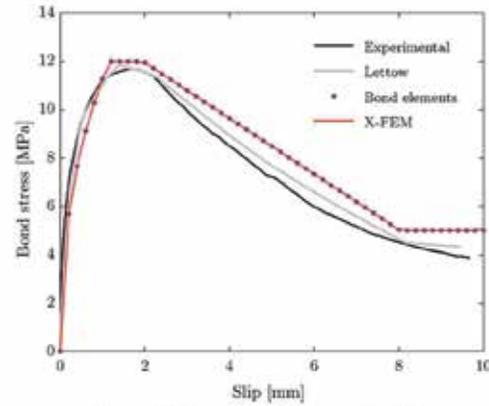


Figure 8: Bond stress-slip curve, Test 3

Figure 8: Bond stress-slip curve, Test 3

Summary

X-FEM was used to model the bond interaction between concrete and its reinforcement, allowing, firstly, the calculation of the interfacial relative displacements and the bond stresses through bond constitutive laws, and, secondly, the transfer of bond forces between both materials. Pull-out tests were modelled considering 2D plane stress in order to validate the proposed alternative. The numerical results show good agreement with results available in literature, and are identical with those obtained by the bond elements formulation. These results confirm the reliability of the X-FEM approach as an alternative to bond elements.

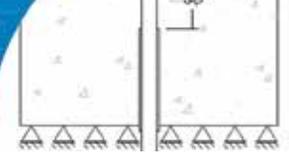
The proposed methodology is particularly appropriate for the modelling of fracture in reinforced concrete structures, where the cohesive cracks are also modelled using X-FEM. In this case, the interaction between both cohesive cracks and interfaces can be effectively performed.

References

Barenblatt, G.I. (1962). The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture. *Advances in Applied Mechanics* **7**, 55-129

Belytschko, T. and Black, T. (1999). Elastic crack growth in finite elements with minimal remeshing. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* **45**(5), 601-620

Dolbow, J. (1999). *An extended finite element method with discontinuous enrichment for applied mechanics*. PhD thesis, Northwestern University, USA



Dugdale, D.S. (1960). Yielding of steel sheets containing slits. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* **8**(2), 100-104

Fédération Internationale du Béton (2012). Model Code 2010: Final draft. Switzerland: International Federation for Structural Concrete (fib): Lausanne.

Fleming, W. (2011). *Quasi static and dynamic crack propagation in brittle materials with XFEM*. PhD thesis, Universität Kassel, Germany

Lettow, S. (2011). *Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße*. PhD thesis, Universität Stuttgart, Germany

Moës, N. and Belytschko, T. (2002). Extended finite element method for cohesive crack growth. *Engineering Fracture Mechanics* **69**(7), 813-833

Moës, N., Dolbow, J. and Belytschko, T. (1999). A finite element method for crack growth without remeshing. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* **46**(1), 131-150

Radtke, F.K.F., Simone, A. and Sluys, L.J. (2010). A partition of unity finite element method for obtaining elastic properties of continua with embedded thin fibres. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* **84**(6), 708-732

van den Bosch, M., Schreurs, P. and Geers, M. (2006). An improved description of the exponential Xu and Needleman cohesive zone law for mixed-mode decohesion. *Engineering Fracture Mechanics* **73**(9), 1220-1234



Evaluación técnica de albañilería de bloques con adiciones puzolánicas

Technical evaluation of block masonry with pozzolanic additions

Fecha de entrega: 23 de mayo 2018

Fecha de aceptación: 8 de octubre 2018

Walter Roldán¹ y Julio Soto²

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Av. Angamos 0610, Antofagasta, Chile, wroldan@ucn.cl

² Laboratorio Liemun, Universidad Católica del Norte, Radomiro Tomic 8095, Antofagasta, Chile, jotasotolimari@gmail.com

Se efectúan ensayos de resistencia mecánica a diversas probetas de albañilería de bloques de hormigón, reemplazando cemento Portland por puzolanas disponibles en la región de Antofagasta, Chile (ceniza volante, ceniza volcánica y polvo del desierto). Para caracterizar la resistencia de la albañilería, se ensayan a compresión bloques individuales, prismas y muretes, fabricados con hormigón con distintas combinaciones conglomerantes del tipo cemento-puzolana; las resistencias obtenidas se comparan con una mezcla patrón con 100% de cemento. Los resultados indican que es factible reemplazar un porcentaje de cemento Portland por puzolanas, obteniéndose resistencias muy similares, contribuyendo con ello a reducir costos de construcción y disminuyendo las emisiones de gases de efecto invernadero que se generan en la calcinación de la materia prima. Se pretende también realzar la importancia de la albañilería de bloques de hormigón en la edificación de viviendas de bajo costo y amigables con el ambiente.

Palabras clave: albañilería, bloques de hormigón, cemento puzolánico, construcción verde

Tests are carried out on various specimens of concrete block masonry, replacing Portland cement with pozzolans available in the region of Antofagasta, Chile (fly ash, volcanic ash and desert dust). To characterize the strength of the masonry, individual blocks, prisms and small walls are tested, made of concrete with different binder combinations «cement-pozzolan»; the obtained resistances are compared with standard mixture (100% cement). The results indicate that it is feasible to replace a percentage of Portland cement with pozzolans, obtaining very similar resistance, contributing to reduce construction costs and also, contributing to the environment by reducing cement demand and thereby reducing emissions of greenhouse gases that are generated in the calcination of the raw material. It is also pretension to enhance the importance of the masonry of concrete blocks in the construction of low-cost housing (economic and ecological).

Keywords: masonry, concrete blocks, pozzolanic cement, green construction

Introducción

Dada la carencia de arcillas en la zona norte de Chile, la construcción con albañilería de bloques para viviendas de mediana y baja altura es una opción muy recurrida debido al bajo costo en comparación al hormigón armado (Roldán, 2003). A su vez, la fabricación de bloques de hormigón con remplazo parcial de cemento por puzolana, es una opción que tiene ventajas económicas por cuanto las puzolanas están disponibles a un menor costo que el cemento, tiene ventajas tecnológicas porque se pueden disponer de buenos valores de resistencia mecánica y de mejores condiciones de durabilidad (Metha y Monteiro, 2006; Malhotra y Metha 1996). No se puede dejar de considerar que también tiene beneficios de sostenibilidad ambiental porque al reducir la demanda de cemento

disminuyen las emisiones de CO₂ a la atmósfera (O'Rourke *et al.*, 2009). Se disponen de investigaciones previas con uso de materiales puzolánicos en la región de Antofagasta (Roldán *et al.*, 2013; Roldán y Pavéz, 2011; Roldán y Robles, 2014), los que muestran que la ceniza volcánica (puzolana natural) posee buenas propiedades cementantes, pero de reactividad levemente inferior a la ceniza volante producida en planta termoeléctrica; a su vez, la reactividad puzolánica del polvo del desierto, es menor a la ceniza volcánica.

Es por ello que se busca aplicar nuevos conglomerantes del tipo Cemento Portland/Puzolana (Metha y Monteiro, 2006), que reflejen la reactividad puzolánica detectada en estudios previos realizados en la región de Antofagasta, ya citados. Por ello, se plantea elaborar unidades de



albañilería de bloques microvibrados con las siguientes combinaciones conglomerantes (en peso): Cemento/Ceniza Volante = 60/40, Cemento/Ceniza Volcánica 70/30, Cemento/Polvo del Desierto = 80/20 y también 100% Cemento en el conglomerante, cuyos resultados servirán de comparación o control; estimándose además índices de costos asociados a cada producto obtenido.

Caracterización de materiales

Características del cemento

Se utiliza cemento Portland de alta resistencia OPC, sin adiciones puzolánicas. En Tabla 1 se presenta su composición mineralógica obtenida de ensayos de fluorescencia de rayos x (xRF).

Puzolanas

Ceniza volante

Polvo fino originado por la combustión de carbón mineral en la planta termoeléctrica de la ciudad de Tocopilla, Chile. El resultado de análisis químico xRF se presenta en Tabla 1.

Ceniza volcánica

Polvo fino resultante de erupciones volcánicas luego de expulsar a la atmósfera ceniza en estado incandescente, que al decantar forma depósitos en diversos lugares; muchos de ellos a grandes distancias de su fuente de origen y que permanecen ahí desde el Mioceno (Breitkreuz *et al.*, 2014). La ceniza volcánica utilizada proviene de depósito natural ubicado en la proximidad del km 1304 en la Ruta 5 Norte, en la región de Antofagasta, Chile. El resultado de análisis químico xRF se presenta en Tabla 1.

Polvo del desierto

Es un material natural, suelto, disperso, finamente pulverizado, de color ocre que otorga el color característico al desierto del norte de Chile; de manera coloquial se le denomina con el nombre de chuca, chusca o chuzca. Se encuentra en depósitos naturales, dispuesto en espesores superficiales de suelo de 10 a 30 cm. Es un material pulverulento formado por mezclas de diversos componentes: suelos de origen volcánico, arcilla, yeso, fragmentos de roca pulverizada y materiales diversos típicos del desierto, los que han estado expuestos por largos años a la radiación solar. El material utilizado proviene de depósitos de libre acceso ubicados en la proximidad del

km 1385, en la Ruta 5 Norte, región de Antofagasta, Chile. Se trabaja con material natural bajo malla #100 ASTM, el que resulta con una distribución granulométrica que se caracteriza por un tamaño medio de 47.1 μm , con 90% bajo 130.1 μm , con 50% bajo 20.6 μm y con 10% bajo 1.4 μm . Posee una densidad real de 2.23 g/cm^3 . Los resultados del análisis químico xRF se presentan en Tabla 1, los cuales fueron obtenidos en el Laboratorio de Geoquímica Aplicada de la Universidad Católica del Norte.

Tabla 1: Composición química de materiales cementantes utilizados de ensayos xRF

Compuesto, %	Cemento OPC	Ceniza volante	Ceniza volcánica	Polvo desierto
SiO ₂	15.1	54.8	63.6	46.7
Al ₂ O ₃	4.4	21.2	12.7	12.8
Fe ₂ O ₃	3.4	7.5	2.8	3.8
CaO	67.6	3.9	5.2	8.6
MgO	0.6	2.7	3.1	4.5
K ₂ O	0.8	2.0	3.7	2.1
Na ₂ O	0.4	1.4	3.3	3.6
SO ₃	3.5	0.3	1.1	3.8
Ppc	3.5	3.3	3.7	5.4
Otros	0.7	2.4	0.3	7.2
H ₂ O	0.0	0.5	0.5	1.5

Ppc: pérdida por calcinación; Otros: compuestos diversos (Sr, Ni, Cu, Zr, Cr, Zn, V, Rb, Cl, I, Ba, Mo, Se)

Tabla 2: Granulometría y propiedades de los áridos

Tamices malla		% que pasa	
Malla N°	Abertura, mm	Arena	Gravilla
1/2"	12.5	100	99
3/8"	10.0	100	92
#4	5.0	100	29
#8	2.5	90	2
#16	1.250	70	1
#30	0.630	46	1
#50	0.315	27	1
#100	0.160	16	1
Densidad real ^a , kg/m ³		2580	2626
Densidad ap. suelta ^b , kg/m ³		1570	1595
Densidad ap. compacta ^b , kg/m ³		1720	1845
Absorción, %		0.74	0.80

^aNCh1239 (2009) o NCh1117 (2010), ^bNCh1116 (2008)



Áridos utilizados, arena y gravilla

Para la elaboración de mezclas de hormigón para fabricar bloques y disponer de mortero de junta, se utilizó áridos de la zona, con características y propiedades indicadas en Tabla 2.

Fabricación de bloques de hormigón

Para disponer de condiciones controladas en la fabricación de bloques, se procede a desarrollar el ciclo completo de fabricación en el laboratorio, diseñando y fabricando un molde metálico, el cual es mostrado en la Figura 1, con el cual se procede a fabricar bloques de hormigón con distintas combinaciones conglomerantes. Para cada combinación se produce la cantidad necesaria de bloques para ensayar probetas tanto de bloques individuales, prismas y muretes (5 probetas de cada tipo).

El molde metálico utilizado está conformado por tres partes desmontables: pared perimetral rectangular, responsable de las caras planas exteriores, definiendo las dimensiones del bloque según: ancho-largo-alto = 14-39-19 cm; doble pieza tronco-piramidal central, que permite generar los huecos del bloque; y finalmente, la base metálica que permite unir y rigidizar todo el sistema de moldaje.

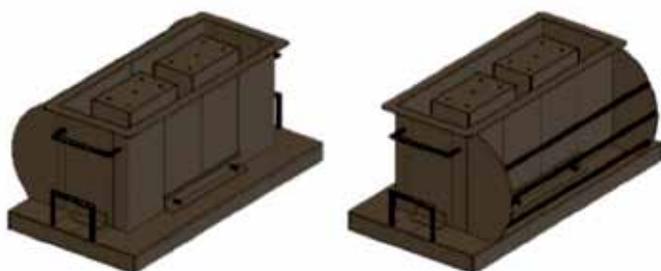


Figura 1: Molde metálico para fabricar bloques, vistas tridimensionales

El hormigón se produce en una betonera de 150 lt de capacidad y los bloques manualmente; la compactación de la mezcla se realiza con auxilio de una plataforma vibradora con motor eléctrico y eje con masa excéntrica. Una vez compactada la mezcla, el molde se voltea para dejar depositado el bloque en el piso de sala de curado en donde se mantienen a temperatura ambiente entre 23 y 25°C y humedad relativa ambiental comprendida entre 90 y 100% hasta la edad de ensayo.

Dosificación de mezclas de hormigón utilizadas

Se utilizan dosificaciones según combinación conglomerante descritas anteriormente y según las siguientes proporciones (en peso): razón agua/conglomerante = 0.65 y razón gravilla/arena = 1.0.

Tabla 3: Dosificación para 1 m³ de hormigón para elaborar bloques

Materiales	Hormigón según conglomerante				
	100% OPC	60/40	70/30	80/20	
Conglomerante	Cemento, kg	277.0	166.2	193.9	221.6
	Ceniza volante, kg	-	110.8	-	-
	Ceniza volcánica, kg	-	-	83.1	-
	Polvo desierto, kg	-	-	-	55.4
Agua, lt	180.0	180.0	180.0	180.0	
Arena, kg	897.4	897.4	897.4	897.4	
Gravilla, kg	897.4	897.4	897.4	897.4	

Preparación de ensayos de unidades de albañilería de bloques

Para el ensayo a compresión, se procede a refrentar las caras superior e inferior del bloque con mortero plástico compuesto de cemento Portland y yeso en partes iguales, de espesor no superior a 3 mm con el objeto de obtener paralelismo entre las dos superficies de carga, siguiendo indicaciones de la norma NCh1928 (1993). Un bloque preparado para ensaye se ilustra en Figura 2(a). La resistencia a la compresión de unidades de bloques quedará expresada como el cociente entre la carga de rotura por compresión y el área transversal a la aplicación de la carga. Una serie de cinco bloques se calculará sobre la base del área total de la unidad, incluido los huecos (área bruta), según lo indica la norma NCh1928 (1993); concepto de área bruta que se mantiene vigente para el cálculo de resistencia prismática. También, para adecuarse a las indicaciones de la norma NCh182 (2008), se prepara y ensaya otra serie de cinco bloques cuya resistencia a compresión se calculará sobre la base del área neta promedio, lo que permitirá comparar resultados de resistencia con el requisito de umbral mínimo promedio de 13 MPa que señala la norma NCh181 (2006).



Preparación para ensayo de prismas de albañilería

Se preparan cinco prismas de 3 hiladas de bloques cada uno, unidos entre sí por mortero de junta de la misma combinación conglomerante que el hormigón de bloques, de espesor aproximado de 10 mm. Los prismas se ensayan con las caras superior e inferior adecuadamente refrentadas con pasta de yeso-cemento-agua, a la edad de 28 días desde su elaboración. Un prisma en proceso de preparación para ensayo se ilustra en Figura 2(b). La resistencia a compresión de prismas quedará expresada como el cociente entre la carga de rotura y el área bruta de la sección transversal, de acuerdo con indicaciones de la norma NCh1928 (1993).

Preparación para ensayo de muretes de albañilería

Se fabrican cinco muretes cuadrados de 60 x 60 cm cada uno, lo que se materializa con hiladas de 1 bloque y medio en sentido horizontal y tres hiladas en sentido vertical, unidos por mortero de junta de la misma combinación que el hormigón de bloques. Transcurridos 28 días desde su elaboración, los muretes son ensayados aplicando carga de compresión en dirección de una de las diagonales principales con auxilio de cabezales metálicos apoyados en los vértices adecuadamente refrentados con pasta de yeso-cemento. Un murete preparado para ensayo se ilustra en Figura 2(c). En este caso, la resistencia mecánica se expresará como resistencia de corte según el cociente entre la carga máxima de rotura y el área que compromete la longitud de la diagonal principal y el espesor del murete, sin descontar la superficie de huecos de los bloques, según procedimiento descrito en norma NCh2123 (1997).

Preparación para ensayo de mortero de junta

El mortero de junta utilizado para la confección de prismas y muretes está conformado por la razón arena/conglomerante/agua = 8/2/1 (en peso); dosificación que se mantendrá fija tanto para el ensayo de prismas, como para el de muretes. Como material conglomerante se entiende la adición conjunta de cemento y puzolana en las combinaciones anteriormente descritas. Para el control de calidad del mortero se confeccionan probetas Rilem de 40 x 40 x 160 mm que se ensayan a flexotracción y compresión, según indicaciones de la norma NCh158 (1967). El ensayo se realiza a edad de 28 días de curado sumergido en agua.

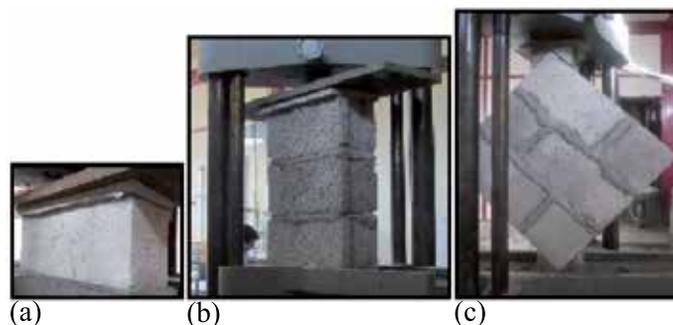


Figura 2: Disposición en la prensa de ensayo de probetas de albañilería de bloques de hormigón: a) unidad de albañilería, b) prisma de albañilería y c) murete de albañilería

Determinación de la resistencia característica de compresión de probetas de albañilería

Todos los valores de resistencia característica de probetas de albañilería se expresarán siguiendo indicaciones del Anexo A de NCh1928 (1993). Para obtener la resistencia característica, se debe cumplir con una edad de 28 días y ensayar 5 probetas en su tipo, donde el valor queda expresado por la siguiente ecuación:

$$R_k = \bar{G} - 0.431(G_5 - G_1) \quad (1)$$

donde R_k es la resistencia característica correspondiente al tipo de probeta, \bar{G} es la resistencia promedio de las cinco probetas ensayadas y G_5 , G_1 corresponden al mayor y menor valor de resistencia obtenido de los ensayos, respectivamente. Por ello, se definen las siguientes resistencias características, dependiendo del tipo de probeta: a) resistencia característica de unidades de bloques de hormigón f_p , b) resistencia característica de prismas o resistencia prismática de bloques de hormigón f_m' y c) resistencia característica de corte o resistencia básica de corte de muretes de bloques de hormigón τ_m .

Criterio de selectividad de mezclas conglomerantes puzolánicas para fabricar bloques

Se propone utilizar tres diferentes adiciones puzolánicas, en tres diferentes reemplazos de cemento Portland. En general, el parámetro que más incide en la decisión de selectividad de los materiales a utilizar es el resultado de la resistencia mecánica que se obtiene; sin embargo, también



tiene incidencia en esta decisión el costo económico de su uso. Para el caso, es interesante comparar el aporte combinado de cada una de las mezclas conglomerantes a la intención de disponer de buena resistencia mecánica al más bajo costo económico. En tal sentido, se propone evaluar cada una de estas mezclas a través de la definición del parámetro arbitrario K , que representa el valor cociente entre la resistencia mecánica y el costo económico.

$$K = \frac{\text{Resistencia mecánica}}{\text{Costo económico}} \quad (2)$$

A través del parámetro K , se discriminará en la búsqueda de la mezcla más conveniente según el mayor valor que resulte en su evaluación; considerando en el numerador la resistencia prismática f_m' (o la resistencia básica de corte τ_m) y en el denominador, el costo económico del conglomerante. Para determinar el costo económico del conglomerante, se asume que el costo económico referencial de adquisición de una unidad de peso de cemento Portland (por ejemplo, tonelada), es equivalente al valor 100%. También se puede estimar el costo económico equivalente de materiales puzolánicos, para la misma unidad de peso, asociándolo al costo económico de acopio, carguío y transporte hasta el centro de consumo y compararlo con el costo del cemento, resultando los siguientes costos económicos. Valor 18% para la ceniza volante, valor 14% para la ceniza volcánica y valor 10% para el polvo del desierto. Los materiales puzolánicos probados tienen un costo de adquisición menor que el cemento ya que en algunos casos son pasivos industriales que se desechan en botaderos como la ceniza volante. En otros casos se encuentran en depósitos naturales de libre disposición como la ceniza volcánica y el polvo del desierto. De este modo, el costo económico de los nuevos conglomerantes puzolánicos se determina de acuerdo al cálculo ponderado siguiente:

- Costo conglomerante ceniza volante 60/40:

$$60\% \text{ cemento} + 40\% \text{ ceniza volante} = 0.60 \cdot 100\% + 0.40 \cdot 18\% = 67.2 \%$$

- Costo conglomerante ceniza volcánica 70/30:

$$70\% \text{ cemento} + 30\% \text{ ceniza volcánica} = 0.70 \cdot 100\% + 0.30 \cdot 14\% = 74.2 \%$$

- Costo conglomerante polvo desierto 80/20:

$$80\% \text{ cemento} + 20\% \text{ polvo desierto} = 0.80 \cdot 100\% + 0.20 \cdot 10\% = 82.0 \%$$

Es decir, con estos reemplazos se puede ahorrar entre 33% y 18% del costo de utilizar conglomerante 100% cemento Portland en la elaboración de hormigón para bloques; cifras que describen un ahorro económico interesante, aunque para disponer de estas economías también es importante disponer de una adecuada resistencia mecánica. Es lo que también se pretende evaluar en esta investigación.

Resistencia de probetas de albañilería de bloques de hormigón y mortero

La Tabla 4 muestra los resultados experimentales de resistencia máxima, resistencia mínima, resistencia media y resistencia característica obtenidos en series de probetas de albañilería de bloques de hormigón elaboradas con distintas mezclas conglomerantes y mortero de junta. Para el caso de probetas de unidades de bloques, se muestran resistencias de serie referida al área bruta total (largo y ancho), sin descontar huecos; también, resultados de resistencias de serie referida al área neta promedio, calculada de acuerdo con indicaciones de la norma NCh182 (2008).

Análisis de resultados de resistencia en bloques

Para las diversas combinaciones conglomerantes, los resultados de resistencia a compresión en bloques referidos al área bruta y área neta, no presentan grandes variaciones entre sí, lo que indicaría que las mezclas y la fabricación de bloques han resultado homogéneas. Tampoco se observan diferencias importantes entre combinaciones conglomerantes con adiciones puzolánicas lo que viene a comprobar la reactividad puzolánica entre las distintas adiciones de reemplazo de cemento, coincidiendo con lo reportado por Roldán (2003). Se destaca que todas las unidades ensayadas superaron significativamente los requerimientos de resistencia que se exige al bloque como unidad de albañilería. Las normas chilenas de albañilería NCh1928 (1993) y NCh2123 (1997), indican que los bloques deben satisfacer los requisitos de la clase A especificados en la antigua norma NCh181 (1965), 4.5 MPa referidos al área bruta. Sin embargo, dicha norma no está vigente y ha sido reemplazada por la norma NCh181 (2006), la que especifica que el promedio de las unidades



debe superar 13 MPa y el bloque individual superar 12 MPa; ambos valores medidos sobre el área neta. De la Tabla 4 es posible observar que, en todos los casos, los resultados de resistencia de unidades de bloque referidos al área bruta superan en por lo menos 200% la exigencia de 4.5 MPa para la unidad y que cuando la exigencia cambia a 13 MPa referidas al área neta, la superan en por lo menos 70%. Esto demuestra que se están obteniendo buenos resultados de resistencia mecánica producto de los hormigones.

Tabla 4: Resistencia de probetas de albañilería de bloques de hormigón y mortero de junta

Tipo de probeta	Propiedades	Hormigón según conglomerante			
		100% OPC	60/40	70/30	80/20
Bloques, área bruta	Área bruta, m ²	0.0557	0.0555	0.0557	0.0551
	f_c máxima, MPa	17.30	14.48	13.64	14.29
	f_c mínima, MPa	16.00	12.16	13.14	12.89
	f_c promedio, MPa	16.68	13.62	13.37	13.44
	f_p , MPa	16.12	12.62	13.15	12.84
Bloques, área neta	Área neta, m ²	0.0329	0.0329	0.0331	0.0336
	f_c máxima, MPa	27.82	23.80	22.46	23.64
	f_c mínima, MPa	25.73	19.98	21.63	21.33
	f_c promedio, MPa	26.82	22.39	22.01	22.23
	f_p , MPa	25.92	20.74	21.65	21.23
Prismas	f_c máxima, MPa	5.01	4.34	4.52	4.78
	f_c mínima, MPa	4.37	4.25	3.99	4.24
	f_c promedio, MPa	4.62	4.28	4.16	4.42
	f_m' , MPa	4.34	4.25	3.93	4.19
Muretes	τ máxima, MPa	1.06	1.02	0.97	0.94
	τ mínima, MPa	0.79	0.52	0.68	0.73
	τ promedio, MPa	0.92	0.74	0.81	0.87
	τ_m , MPa	0.80	0.52	0.69	0.78
Mortero	Flexión, MPa	7.8	5.7	6.9	7.0
	Compresión, MPa	51.7	41.3	42.7	44.6

Análisis de resultados de resistencia en prismas de albañilería

Los resultados de ensayo de prismas que muestra la Tabla 4, también dejan en evidencia que no hay grandes variaciones de resultados entre las distintas combinaciones conglomerantes y que en general las resistencias, aunque

menores, no superan el 10% menor respecto del hormigón con conglomerante 100% cemento, que es la mezcla de referencia o control. La norma NCh2123 (1997), indica que la resistencia básica de compresión de la albañilería f_m' , se determina del ensayo de cinco prismas coincidiendo con la expresión (1), con la que se han calculado valores de resistencia característica en este estudio. Esta norma también indica que cuando f_m' no ha sido determinada por medio de ensayos de prismas, y tanto las unidades de albañilería como el mortero de junta cumplen con los requisitos de la norma, entonces f_m' se puede determinar a partir del valor de resistencia de la unidad según la expresión siguiente:

$$f_m' = 0.30 f_p \quad (3)$$

Aplicando la expresión (3) al valor medio de resistencia de las unidades (f_p , referida al área bruta), para todas las combinaciones con puzolana, para la serie con ceniza volante y con polvo del desierto, se obtiene un valor de resistencia básica de compresión de prismas 3.9% inferior al valor de resistencia característica prismática efectivamente medido a través del ensayo de cinco prismas, pero para la serie con ceniza volcánica, se obtiene un 2.1% superior al valor medido a través del ensayo de 5 prismas homólogos. Esto validaría lo especificado por la norma NCh1928 (1993) en (3), ya que indica que dicha expresión es adecuada para asumirla como valor f_m' , lo que es un buen criterio. Sin embargo, esto no se cumple para hormigón 100% cemento, ya que la evaluación de (3) sobrevalora la resistencia básica de la compresión del prisma para asumirla como valor f_m' en los procesos de cálculo estructural. De hecho, la valorización de (3), provee un valor de resistencia prismática superior en un 15.3% del valor de resistencia prismática medida a través del ensayo de cinco prismas. Este efecto se debe muy probablemente al endurecimiento o rigidez a temprana edad que produce el proceso de hidratación del cemento Portland en comparación a las mezclas con adiciones puzolánicas; condición de rigidez que se pierde con la esbeltez del prisma.

Análisis de resultados de resistencia en muretes de albañilería

La norma NCh2123 (1997) indica que la resistencia básica



de corte de la albañilería τ_m , se determina del ensayo de cinco muretes coincidiendo con la expresión (1) anterior. Esta norma también indica que cuando τ_m no ha sido determinada por medio de ensayos de muretes, se pueden utilizar valores indicativos de resistencia básica de corte que esta norma la dispone en la Tabla 1 del ítem 5.7.2. En ella se indica que para el caso de unidades de bloque con resistencia $f_p \geq 5.0$ MPa y grado del mortero \geq M10 (10 MPa), que sería el caso del presente estudio, el valor indicativo de resistencia básica de corte τ_m será 0.30 MPa.

De la Tabla 4 se puede observar que los valores característicos de resistencia de corte τ_m obtenidos experimentalmente de los ensayos de muretes, en el caso más desfavorable (conglomerante con ceniza volante), resultan un 73% mayor que el valor 0.30 MPa indicados por norma (valor sin ensayo de muretes). Se concluye que estas mezclas con conglomerantes puzolánicos reportan muy buena resistencia de corte de la albañilería; que, para un país altamente sísmico como Chile, la resistencia de corte τ_m de la albañilería debería ser el referente de calidad.

Análisis de resultados de resistencia mecánica en mortero de junta

Los valores de resistencia a compresión de mortero de junta que se muestran en la Tabla 4, dejan en evidencia los altos valores que se obtienen en toda mezcla conglomerante; muy por sobre la exigencia de las normas de albañilería que indican uso de mortero de junta igual o superior a M10 (10 MPa). De todos los resultados de resistencia a compresión (a 28 días de edad) expuestos, resultan superiores los de 100% cemento respecto de los conglomerantes con adiciones puzolánicas, debido probablemente a que la reactividad de las puzolanas a dicha edad aún no se manifiesta del todo en la mezcla.

Análisis de selectividad de mezclas conglomerantes puzolánicas para fabricar bloques

Dado que todas las mezclas conglomerantes cumplen con exigencias de resistencia relacionadas con albañilería, la selección de la mezcla conglomerante se hace por comparación entre ellas a través de la evaluación del parámetro arbitrario K , ecuación (2), lo que se puede observar en la Tabla 5.

Tabla 5: Mezclas conglomerantes, evaluación del parámetro K

Detalle	Hormigón según conglomerante			
	100% OPC	60/40 Ceniza volante	70/30 Ceniza volcánica	80/20 Polvo desierto
Costo unitario, %	100.0	18.0	14.0	10.0
Costo mezcla conglomerante, %	100.0	67.2	74.2	82.0
Resistencia prismática, MPa	4.34	4.25	3.93	4.19
Resistencia básica de corte, MPa	0.80	0.52	0.69	0.78
K para resistencia prismática	4.34	6.32	5.30	5.11
K para resistencia básica de corte	0.80	0.77	0.93	0.95

Por medio de la evaluación del parámetro K , la Tabla 5 deja en evidencia lo conveniente que resulta utilizar combinaciones conglomerantes con puzolanas y que ante similar resistencia, el mayor beneficio de costo lo producirá la combinación conglomerante que mayor reduce el uso de cemento por su alto valor económico. En este sentido, si la referencia importante para un proyecto es la resistencia prismática, la combinación conglomerante que resulta con mayor valor del parámetro K , es la que utiliza ceniza volante, teniendo ventajas sobre cualquier otro tipo de mezcla. Sin embargo, si para un proyecto la referencia importante es la resistencia de corte, entonces la mejor combinación conglomerante resulta con uso de polvo del desierto ya que provee un valor mayor del parámetro K . Ambas situaciones, proveen suficiente resistencia mecánica (en su tipo) al más bajo costo económico.

Conclusiones

Las menores resistencias que muestran las probetas que utilizan la combinación de conglomerante con puzolana en comparación con probetas que utilizan 100% cemento Portland, se explican porque las puzolanas tienen una reactividad más lenta que el cemento Portland, dado que se activan por acción del hidróxido cálcico producido en la hidratación del cemento (Malhotra y Metha, 1996). Por esta razón y dado que hay estudios previos que avalan resultados de conglomerantes puzolánicos a 90 días (Roldán *et al.*, 2013), es altamente probable que estas diferencias de resistencias a medida que se supere la edad de 28 días, disminuyan aún más o superen en resistencia a las probetas



100% cemento, lo que reafirmaría las bondades de utilizar este tipo de combinaciones conglomerantes en albañilería de bloques.

En general se cumple con los objetivos propuestos, que es factible el remplazo de cemento por materiales puzolánicos en albañilería de bloques, ya que se comprueba mediante resultados experimentales de resistencia mecánica, el cumplimiento con las normas vigentes en Chile. Además al disminuir la demanda de cemento, se ayuda a la sostenibilidad del ambiente al disminuir indirectamente la generación de CO₂. También se debe considerar la reducción del costo económico utilizando productos naturales como ceniza volcánica y polvo del desierto y desecho industrial como ceniza volante.

La ceniza volante hoy es un pasivo industrial que no tiene costo de adquisición y tal vez las bondades de su uso como reemplazo de cemento que muestran estudios como este, con el tiempo puede cambiar esta condición. En cambio, tanto el polvo del desierto como la ceniza volcánica, representan bienes económicos libres, ya que uno se encuentra disponible en cualquier lugar del desierto del norte de Chile y el otro, disponible en ciertos lugares del país y en toda la Cordillera de los Andes. Por lo que, el aporte que hacen a la elaboración de mezclas cementantes no se pueden despreciar ya que contribuirían a un incremento de resistencia mayor que a una similar reducción del contenido de cemento en la mezcla y a una reducción no despreciable en el costo económico de edificación.

Referencias

Breitkreuz, C., de Silva, S.L., Wilke, H.G., Pfänder, J.A. and Renno, A.D. (2014). Neogene to Quaternary ash deposits in the Coastal Cordillera in northern Chile: Distal ashes from supereruptions in the Central Andes. *Journal of Volcanology and Geothermal Research* **269**, 68-82.

Malhotra, V.M. and Metha, P.K. (1996). *Pozzolanic and cementitious materials*. Gordon and Breach Publishers, Ottawa, Canada

Metha, P.K. and Monteiro, P.J.M. (2006). *Concrete: microstructure, properties, and materials*. Third edition. McGraw-Hill. New York, USA

NCh158 (1967). Cementos – Ensayo de flexión y compresión de morteros de cemento. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh181 (1965). Bloques huecos de hormigón de cemento. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh181 (2006). Bloques de hormigón para uso estructural-Requisitos generales. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh182 (2008). Bloques de hormigón para uso estructural-Ensayos. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh1116 (2008). Áridos para morteros y hormigones-Determinación de la densidad aparente. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh1117 (2010). Áridos para morteros y hormigones-Determinación de las densidades real y neta y de la absorción de agua de las gravas. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh1239 (2009). Áridos para morteros y hormigones-Determinación de las densidades real y neta y de la absorción de agua de las arenas. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh1928 (1993). Mod-2009. Albañilería armada-Requisitos de diseño y cálculo. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh2123 (1997). Mod-2003. Albañilería confinada-Requisitos de diseño y cálculo. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

O'Rourke, B., McNally, C. and Richardson, M.G. (2009). Development of calcium sulfate-ggbs-Portland cement binders. *Construction and Building Materials* **23**(1), 340-346

Roldán, W. (2003). Construcción en albañilería de bloques de cemento y su aplicación en el norte de Chile. *XIV Jornadas Chilenas del Hormigón*. Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile

Roldán, W. y Robles, W. (2014). Factibilidad técnica de fabricación de hormigón con chuzca. *Revista de Ingeniería Innova* **7**, 47-56

Roldán, W. y Pavéz, H. (2011). Factibilidad de elaboración de hormigón con cenizas volantes provenientes de centrales termoeléctricas de la región de Antofagasta. *XVIII Jornadas Chilenas del Hormigón*. Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, 78-92

Roldán, W., Zetola, V. y Robles, W. (2013). Conglomerantes especiales a base de materiales puzolánicos disponibles en la II Región de Chile. *Revista de Ingeniería Innova* **6**, 87-97



Uso de agua de rechazo de plantas depuradoras en la fabricación de hormigones

Use of waste water from purification plants in the manufacture of concrete

Fecha de entrega: 6 de agosto 2018

Fecha de aceptación: 31 de octubre 2018

Amin Nazer^{1,3}, Alejandro Guzmán¹, Luis Bolados¹, Luis González¹ y Osvaldo Pavez^{2,3}

¹Departamento de Construcción, Facultad Tecnológica, Universidad de Atacama, Avenida Copayapu 485, Copiapó, Chile, amin.nazer@uda.cl, alejandro.guzman@uda.cl, luis.bolados@uda.cl, luis.gonzalez@uda.cl

²Departamento de Ingeniería en Metalurgia, Facultad de Ingeniería, Universidad de Atacama, Avenida Copayapu 485, Copiapó, Chile, osvaldo.pavez@uda.cl

³CRIDESAT, Universidad de Atacama, Avenida Copayapu 485, Copiapó, Chile,

La Región de Atacama presenta ciclos de escasez hídrica que afectan tanto a la población como a los sectores productivos, los que demandan ingentes cantidades de agua potable para su desarrollo. Con el propósito de disminuir la presión sobre el recurso hídrico, se incentiva al ahorro del agua potable y/o la reutilización de aguas grises domiciliarias y aguas industriales. En este contexto, la utilización de agua de rechazo proveniente de los procesos de purificación de agua salobre, se presenta como una buena alternativa al agua potable en la fabricación de morteros y hormigones. El presente estudio evalúa el comportamiento mecánico del hormigón conteniendo agua de rechazo generada en los procesos de depuración por osmosis inversa e intercambio iónico. Para ello, se caracterizaron 4 tipos de agua: agua potable (control), agua de rechazo del proceso de osmosis inversa utilizado en la producción de agua purificada para la bebida; agua de rechazo tanto del proceso de intercambio iónico como del proceso de osmosis inversa, ambos del Hospital Regional de Copiapó, Atacama, Chile. Posteriormente, se fabricaron diferentes muestras de hormigón conteniendo los 4 tipos de agua y se evaluó su resistencia a la compresión a las edades de 7 y 28 días. Los resultados mostraron que, en todos los casos, los hormigones fabricados con agua de rechazo alcanzaron mayores resistencias a la compresión que la muestra control. De los resultados del estudio, se puede concluir que el uso de agua de rechazo en la fabricación de hormigones, puede ser una conveniente alternativa para la construcción en zonas áridas.

Palabras clave: osmosis inversa, intercambio iónico, hormigón, agua de rechazo

The Atacama Region presents cycles of water scarcity that affect both the population and the productive sectors, which demand huge amounts of drinking water for its development. In order to reduce the pressure on the water resource, it encourages the saving of drinking water and/or the reuse of sewage and industrial waters. In this context, the use of waste water from the brackish water purification processes is a good alternative to drinking water in the manufacture of mortars and concretes. The present study evaluates the mechanical behaviour of the concrete containing waste water generated in the processes of reverse osmosis and ion exchange. To do this, four types of water were characterized: drinking water (control), reverse osmosis waste water process used in the production of purified drinking water; waste water of both the ion exchange process and the reverse osmosis process, both from the Regional Hospital of Copiapó, Atacama, Chile. Subsequently, different samples of concrete containing the 4 types of water were manufactured and their resistance to compression at the ages of 7 and 28 days was evaluated. The results showed that in all cases, the concrete made with waste water, reached higher resistance to compression than the control sample. From this study, it can be concluded that the use of waste water in the manufacture of concrete, can be a convenient alternative for the construction in arid zones.

Keywords: reverse osmosis, ion exchange, concrete, waste water

Introducción

La Región de Atacama se encuentra en una zona árida

del norte de Chile, lugar en donde la escasez hídrica se ha incrementado notoriamente en los últimos años. Es por



ello que resulta muy conveniente incentivar el ahorro del agua y/o la reutilización de aguas residuales de la industria en otros procesos. En este contexto, la utilización de agua de rechazo proveniente de procesos de purificación de agua salobre, sea mediante destilación térmica, congelación, ósmosis inversa o intercambio iónico, toma importancia y puede considerarse como una nueva fuente hídrica no potable. En el proceso de purificación de agua salobre se obtienen dos fases acuosas: una fase la constituye el agua dulce conteniendo bajos niveles de sales, y otra fase salina o salmuera que es eliminada, generalmente sin darle uso. El vertido de la salmuera ocasiona impactos ambientales al suelo y al agua marina afectando a la vida vegetal y animal del entorno.

Un posible uso del agua residual puede ser en el sector de la construcción, particularmente como un componente en la fabricación de elementos de hormigón. El hormigón es una mezcla de grava, arena, cemento y agua potable, dosificadas convenientemente para lograr materiales resistentes a esfuerzos, durables e impermeables, entre otras cualidades. El agua en el hormigón, participa activamente en la reacción química con el cemento formando un conglomerado que endurece en el tiempo. El agua utilizada en morteros y hormigones, generalmente es agua potable, la cual regula la trabajabilidad, la microestructura, la resistencia, la durabilidad general del hormigón, favoreciendo, además, la hidratación del cemento.

En la literatura se reportan investigaciones que evalúan el uso de diferentes tipos de agua en la fabricación de materiales de construcción: agua potable, agua magnetizada (Bharath *et al.*, 2016; Guimarães, 2006), aguas residuales (Ramkar y Ansari, 2016; Al-Jabri *et al.*, 2011) y agua de alcantarillado (Nikhil *et al.*, 2014). Se prefiere utilizar el agua potable por no contener impurezas que pudieran afectar la calidad del hormigón. Al respecto, Kucche *et al.* (2015) indican que las impurezas presentes en el agua reaccionan de manera diferente con los componentes del cemento, pudiendo afectar principalmente el tiempo de fraguado y la resistencia a la compresión.

Por otra parte, la presencia de sales de sulfatos presentes en el agua residual, puede afectar al hormigón modificando sus características de diseño, causando expansiones y fisuraciones al formarse monosulfoaluminato y etringita

por el sulfato sódico NaSO_4 e hidróxido de magnesio (brucita), y sulfato de calcio CaSO_4 (yeso), debido a la presencia del sulfato magnésico MgSO_4 (Bernal *et al.*, 2013). Además, los sólidos totales disueltos reducen la resistencia y durabilidad del material de construcción (Halder *et al.*, 2015).

En el presente estudio, se evaluó el comportamiento mecánico a la compresión de muestras de hormigón fabricadas con sustitución del 0% (control) y 100% de agua potable por agua de rechazo generada en 3 diferentes procesos de purificación de agua salina proveniente de equipos de ósmosis inversa e intercambio iónico.

Materiales

Para los ensayos a la compresión se fabricaron probetas cúbicas de 15 cm de arista con resistencias características de hormigones H_{10} (10 MPa) y H_{20} (20 MPa).

Cemento y áridos

En la fabricación de las probetas de hormigón, se utilizó cemento puzolánico Inacesa Especial, y tres tipos de áridos: grava con tamaño máximo 40 mm, gravilla y arena.

La distribución granulométrica de los áridos cumple con la NCh163 (1979). La distribución granulométrica de los áridos empleados en la fabricación de los hormigones se muestra en la Figura 1.

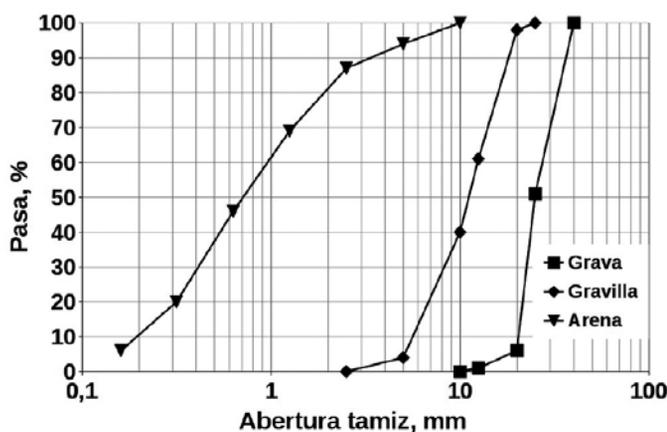


Figura 1: Distribución granulométrica de los áridos utilizados en hormigones

En la Tabla 1 se muestra la dosificación de los materiales utilizados en el diseño de hormigones H_{10} y H_{20} .



Tabla 1: Dosificación de materiales para 1 m³ de hormigón

Materiales	H ₁₀ litros	H ₂₀ litros
Agua	170	170
Cemento	81	103
Grava	296	287
Gravilla	185	179
Arena	258	251

Agua

En este estudio se utilizaron los siguientes tipos de agua: agua potable de la ciudad de Copiapó (Agua 1), agua de descarte de un proceso de ósmosis inversa aplicado en la producción de agua purificada (Agua 2), agua de descarte de un proceso de intercambio iónico utilizado en el Hospital Regional (Agua 3); y Agua de descarte de un proceso de ósmosis inversa utilizado en el laboratorio del Hospital Regional (Agua 4).

Equipos utilizados en la producción de agua purificada

En el proceso de producción de agua purificada en el laboratorio del Hospital Regional, se utilizó un equipo de ósmosis inversa modelo CILIT y un equipo de intercambio iónico modelo CILIT Super Data/Biodata. Además, se utilizó un equipo de ósmosis inversa General Electric E44-13200-DLX, de una empresa productora de agua purificada para la bebida.

Métodos

Caracterización química del agua

En los diferentes tipos de agua utilizadas en este estudio, se analizó lo siguiente: pH, sólidos disueltos totales (SDT), conductividad eléctrica CE, dureza, temperatura, calcio, carbonato, cloruro, magnesio, sulfatos. Todas las mediciones fueron realizadas en el laboratorio de la empresa QUIMAT.

Fabricación de probetas y ensayos de resistencia a la compresión

Una vez planificadas las actividades y teniendo a disposición todos los materiales y herramientas necesarias, se procedió a fabricar los hormigones de prueba siguiendo los procedimientos indicados en la NCh1018 (1977). El hormigón de prueba se preparó mediante mezclado mecánico, utilizando una mezcladora

de 90 litros de capacidad. Respecto de los ensayos de resistencia a la compresión, éstos se realizaron de acuerdo al procedimiento señalado en la NCh1037 (1977). Todos los ensayos fueron realizados en el Laboratorio Control y Ensayes de Materiales S.A. (LACEM S.A.), Copiapó.

Resultados

En la Tabla 2 se muestran los resultados de los análisis realizados a los 4 tipos de agua. Se aprecia que el agua de rechazo presenta valores superiores al Agua 1, en los siguientes análisis: dureza, calcio, cloruro y magnesio. Además, los resultados de conductividad eléctrica y sólidos disueltos totales SDT para el Agua 1 fueron inferiores que en las muestras de agua de rechazo, a excepción del Agua 2; mientras que los valores de sulfatos fueron menores en el Agua 3. La presencia de carbonatos fue menor a 0.02 mg/L, y los valores pH y temperatura fueron bastante similares.

Por otra parte, todos los tipos de agua de rechazo estudiadas cumplen con los requisitos para el agua de amasado para hormigones establecido en la norma chilena NCh1498 (1982).

Tabla 2: Propiedades del agua utilizada en hormigones

Propiedades	Agua 1	Agua 2	Agua 3	Agua 4
pH	7.54	7.64	6.89	7.49
CE, µS/cm	2896	2550	3247	3402
SDT, mg/L	1882	1641	2110	2211
Dureza, mg/L	1170	2510	1230	1390
Calcio, mg/L	299.0	539.0	316.0	322.6
Cloruro, mg/L	304.8	606.9	400.8	324.0
Magnesio, mg/L	83.4	145.0	87.8	87.9
Sulfato, mg/L	940.2	1622.5	934.1	977.0
Carbonato, mg/L	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02
Temperatura, °C	23.6	23.4	23.5	23.4

En las Figuras 2 y 3 se muestran las resistencias a la compresión de hormigones H₁₀ y H₂₀, respectivamente, a las edades de 7 y 28 días, para los diferentes tipos de agua utilizadas. Se observa en ambas figuras, que los mejores resultados son obtenidos con el Agua 3 y el Agua 4.

En las Figuras 2 y 3 se aprecia que los valores de resistencia a la compresión a los 7 y 28 días, obtenidos en los hormigones conteniendo Agua 1 y Agua 2, son



bastante menores que los alcanzados con los hormigones conteniendo Agua 3 y Agua 4.

También debe señalarse que, para los diferentes tipos de agua utilizadas en los ensayos, todos los valores de resistencia a la compresión obtenidos en los ensayos de hormigón son mayores que el control.

Observando en la Figura 2 los resultados de resistencia a la compresión de los hormigones H_{10} , conteniendo Agua 3 y Agua 4, éstos muestran incrementos respecto del hormigón fabricado con Agua 1, de 170% y 212% a los 7 días y 71% y 79% a los 28 días, respectivamente. De igual forma, en la Figura 3, se observan incrementos del hormigón H_{20} respecto al hormigón control, de 74% y 91% a los 7 días y 43% y 51% a los 28 días en hormigones conteniendo Agua 3 y Agua 4, respectivamente.

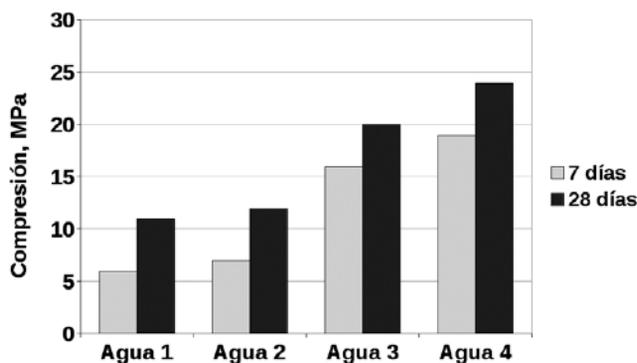


Figura 2: Resistencia a la compresión en función de las edades (7 y 28 días), para hormigones H_{10}

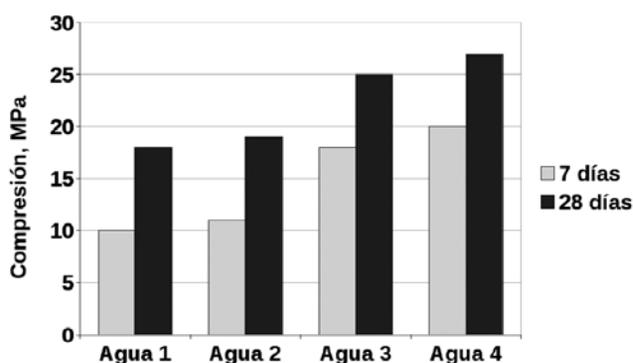


Figura 3: Resistencia a la compresión en función de las edades (7 y 28 días), para hormigones H_{20}

Respecto a las resistencias a la compresión de hormigones H_{10} y H_{20} conteniendo Agua 2, se observaron resultados inferiores a los hormigones con Agua 3 y Agua 4 a edades

de 7 y 28 días.

Esto podría explicarse por los altos contenidos de sulfatos, cloruros y magnesio contenidos en el Agua 2 (Tabla 2), causantes de la formación de etringita y sulfatos de calcio y magnesio que causarían la disminución de la resistencia a la compresión.

Discusión

Reciclar y reutilizar aguas residuales es importante para evitar problemas ambientales y el desperdicio de este recurso hídrico. Además, en varias investigaciones se ha encontrado que reutilizar aguas residuales en la mezcla de hormigón es una alternativa posible (e.g. Sabriani, 2010). Kucche *et al.* (2015) indican que hay varias fuentes de agua, existentes y nuevas, que pueden ser apropiadas para el reemplazo parcial o total de agua potable en la fabricación de hormigón. En estas fuentes se incluyen, aguas recuperadas, aguas subterráneas, aguas tratadas desde aguas negras, aguas de premezclado de hormigón, entre otros. Si bien, las aguas residuales pueden ser utilizadas en mezcla de hormigón, la calidad de este recurso hídrico juega un papel importante en el proceso de preparación del hormigón, ya que los elementos presentes en el agua pueden actuar en las reacciones químicas e interferir en la configuración del cemento y también afectar negativamente la resistencia y la durabilidad del hormigón (Kucche *et al.*, 2015). En estudios realizados por Al-Jabri *et al.* (2011) se analizó el pH, sólidos disueltos totales, cloruro, dureza, alcalinidad y sulfatos en muestras de aguas residuales provenientes de tres estaciones de lavado de auto, incluyendo también agua potable de grifo. Estos investigadores informaron que, aunque la composición química de las aguas residuales presentaba parámetros de valores superiores a los del agua de grifo, los valores se encontraban dentro de los límites establecidos por AASHTO T26-79 (2008), indicando que las aguas residuales producidas pueden ser usadas satisfactoriamente en mezclas de hormigón. Por otra parte, Sabriani (2010) indica que aguas con exceso de impurezas no solamente puede afectar el tiempo de asentamiento y resistencia del hormigón, sino que también pueden causar eflorescencia, manchas, corrosión, inestabilidad de volumen y menor durabilidad, incluso el uso de agua impura en la preparación de hormigón puede llegar a causar una falla prematura de la estructura. En este contexto, Kucche



et al. (2015) señala que todas las impurezas puede que no presenten efectos adversos en las propiedades del hormigón y en algunos casos el resultado neto puede ser inofensivo o de mejoras en las propiedades del hormigón. Esto indicaría que es difícil llegar a una conclusión común para el uso de diferentes aguas en mezclas y curado de hormigón. En el presente trabajo, los valores de resistencia a la compresión obtenidos en mezclas de hormigón preparadas con el Agua 3 y Agua 4 fueron muy superiores a los alcanzados con el Agua 1. En ambas aguas de desecho los contenidos de impurezas presentes, así como los valores de CE y SDT, fueron en general superiores a los valores del Agua 1, por lo tanto, la menor calidad del Agua 3 y Agua 4 no significó efectos adversos en las propiedades de las mezclas, sino que resultó en mejoras significativas de la resistencia a la compresión del hormigón. Estos resultados confirmarían lo señalado por Kucche *et al.* (2015), en el sentido de que resulta difícil concluir sobre el comportamiento que tendrán aguas residuales de menor calidad que el agua potable, en las propiedades de las mezclas de hormigón.

Un parámetro cuyos efectos pueden modificar notoriamente las propiedades de las mezclas es el pH de las aguas usadas en la preparación del hormigón, por lo cual debe ser cuidadosamente manejado. Kucche *et al.* (2015) señalan que al disminuir el pH del agua hay una reducción de la resistencia a la compresión y resistencia a la tracción del hormigón, mientras que con el aumento del pH del agua se produce una disminución de la fuerza de adherencia y de la acción congelación-descongelación del hormigón reforzado con fibra. Por otra parte, Nikhil *et al.* (2014) indicaron que, al aumentar el pH del agua, la resistencia en el hormigón disminuye sustancialmente, estos investigadores señalan que debido al valor del pH de las aguas residuales y la alta presencia de sólidos suspendidos, el silicato de calcio hidratado, que es el responsable de la resistencia en el hormigón, se deteriora y debilita el hormigón. También en relación al efecto del pH en las mezclas de hormigón, Mehta y Monteiro (2013) informaron que cuando la permeabilidad del hormigón es baja y el pH del fluido está por encima de 6, la tasa de ataque químico es bastante lenta. Estos investigadores señalan que el ataque químico sobre el hormigón tiene como resultado efectos físicos perjudiciales, tales como, efectos en la porosidad, disminución de la resistencia,

agrietamiento y rompimiento en pedazos. En el presente estudio, la Tabla 2 muestra que las cuatro muestras de agua utilizadas presentaron valores de pH muy similares (entre 7 y 8), por lo tanto, al no existir una diferencia apreciable en los valores, el efecto del pH de las aguas utilizadas en la mezcla de hormigón debió ser muy similar.

En los resultados de resistencia a la compresión alcanzados en este estudio, tanto en el hormigón H_{10} como H_{20} la utilización de las aguas de rechazo (Agua 3 y Agua 4) permitieron la obtención de mejores resultados que el agua potable, incrementándose claramente la resistencia a la compresión de los hormigones, y en todos los casos los valores obtenidos fueron superiores a los alcanzados en el hormigón control. En la literatura se han informado resultados favorables y también desfavorables sobre el uso de aguas residuales en mezclas de hormigones. Nikhil *et al.* (2014) informaron sobre diferentes propiedades de una mezcla de hormigón grado M20, utilizando agua potable, agua subterránea y aguas residuales, indicando que el agua potable otorga buenas propiedades de resistencia en el hormigón, observándose un aumento del 33% en la resistencia a la compresión y 11% en la resistencia a la flexión, en comparación al hormigón preparado con aguas residuales. Ramkar y Ansari (2016) estudiaron el efecto de diferentes tipos de aguas residuales recogidas de plantas de tratamiento de aguas, con respecto al agua potable en mezclas de hormigón M30. En este estudio el agua potable se reemplazó 100% por agua residual de un tratamiento primario, agua residual de un tratamiento secundario (STWW) y agua residual doméstica. Estos investigadores informaron que la resistencia a la compresión aumentó al utilizar agua STWW y agua residual doméstica, mientras que en los ensayos de resistencia a la tracción y flexión se obtuvieron los mismos resultados, no observándose mejoras en dichas resistencias. En una investigación realizada por Sabriani (2010), se usó agua de lavado residual en remplazo de agua de grifo y se estudió la resistencia a la compresión del hormigón y sus propiedades. Los resultados de los ensayos realizados reemplazando 100% el agua del grifo por agua de lavado residual en la mezcla de hormigón, mostraron que el uso del agua de lavado residual mejoraba el rendimiento del hormigón en términos de resistencia a la compresión, absorción de agua y porosidad. Por otra parte, Al-Jabri *et al.* (2011) prepararon



mezclas de hormigón usando diferentes porcentajes (25 a 100%) de agua residual proveniente de tres estaciones de lavado de auto en remplazo de agua de grifo, concluyendo que la resistencia del hormigón en las mezclas preparadas con aguas residuales fue similar a la resistencia de la mezcla de control. Además, señalaron que la utilización de aguas residuales no afectaba la absorción de agua en el hormigón. Reddy Babu *et al.* (2009) informaron que mezclas preparadas con aguas residuales de la industria de galvanizado no mostraron pérdida de resistencia, aunque el tiempo de asentamiento aumentó. Estos investigadores señalaron que, en presencia de alta concentración de iones metálicos, la resistencia a la compresión y flexión aumentó levemente. En estudios realizados con morteros, Silva y Naik (2010) indicaron que morteros preparados con aguas residuales de una planta de tratamiento de aguas (efluente de tratamiento secundario) mostraron una mejora en la resistencia a la compresión durante las edades de 3 a 28 días, al compararlo con morteros preparados con agua potable. Estos autores señalan que los resultados sugieren que el contenido orgánico presente en las aguas residuales podría estar actuando como un agente dispersante, mejorando la dispersión de las partículas de cemento y reduciendo la aglutinación.

Conclusiones

La utilización de agua de rechazo en hormigones simples demostró que es una buena alternativa al agua potable. Esto se verificó con los resultados de resistencia a la compresión de los hormigones, que en todos los casos fueron superiores al del hormigón control. Sin embargo, para su aplicación en el sector de la construcción, se requieren mayores estudios que permitan conocer su durabilidad, especialmente en hormigones armados. Además, el presente estudio, permite sugerir que el uso de agua de rechazo contribuiría a la reducción del consumo de agua potable en materiales de construcción fabricados en zonas áridas.

Referencias

AASHTO T26-79 (2008). Standard method of test for quality of water to be used in concrete. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington DC, USA

Al-Jabri, K.S., Al-Saidy, A.H., Taha, R. and Al-Kemyani, A.J. (2011). Effect of using wastewater on the properties of high strength concrete. *Procedia Engineering* 14, 370-376

Bernal, J., Mahmoud, S., Reyes, E. and Moragues, A. (2013). Estudio de la influencia de los medios con presencia de sulfatos en hormigones con cementos sulforresistentes y adiciones minerales. Parte I: Hormigones expuestos a sulfato sódico (Na_2SO_4). *Revista de la Construcción* 12(2), 14-29

Bharath, S., Subraja, S. and Arun Kumar, P. (2016). Influence of magnetized water on concrete by replacing cement partially with copper slag. *Journal of Chemical and Pharmaceutical Sciences* 9(4), 2791-2795

Guimarães, C.O. (2006). *Avaliação do uso da água magnetizada na produção de concretos em centrais*. Tesis de maestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil

Halder, B.K., Tandon, V., Chintalapalle, R.V., Roy, D. and Tarquin, A. (2015). A potential biological approach for sustainable disposal of total dissolved solid of brine in civil infrastructure. *Construction and Building Materials* 76, 51-60

Kucche, K.J., Jamkar, S.S. and Sadgir P. A. (2015). Quality of water for making concrete: a review of literature. *International Journal of Scientific and Research Publications* 5(1), 1-10

Mehta, P.K. and Monteiro, P.J.M. (2013). *Concrete: microstructure, properties, and materials*. McGraw-Hill

NCh163 (1979). Áridos para morteros y hormigones – Requisitos generales. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh1018 (1977). Hormigón - Preparación de mezclas de prueba en laboratorio. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh1037 (1977). Hormigón - Ensayo de compresión de probetas cúbicas y cilíndricas. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh1498 (1982). Hormigón: agua de amasado: requisitos. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

Nikhil, T.R., Sushma, R., Gopinath, S.M. and Shanthappa, B.C. (2014). Impact of water quality on strength properties of concrete. *Indian Journal of Applied Research* 4(7), 197-199

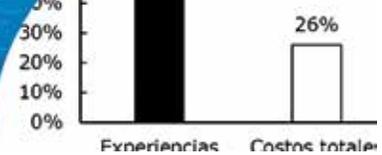


Ramkar, A.R. and Ansari, U.S. (2016). Effect of treated waste water on strength of concrete. *Journal of Mechanical and Civil Engineering* **13**(6), 41-45

Reddy Babu, G., Sudarsana Rao, H. and Ramana Reddy, I.V. (2009). Effect of metal ions in industrial wastewater on cement setting, strength development and hardening. *Indian Concrete Journal* **83**, 43-48

Sabriani, S. (2010). *The effect of waste wash water on concrete properties*. Thesis degree of Bachelor of Civil Engineering, University Malaysia Pahang

Silva, M. and Naik, T.R. (2010). Sustainable use of resources – recycling of sewage treatment plant water in concrete. *Proceeding of the Second International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies*, J. Zachar, T.R. Naik, E. Ganjian, eds., Universita Politecnica delle Marche, Ancona, Italy



Metodología de toma de decisiones para la selección de subcontratos en la industria de la construcción

Methodology of decision-making for the selection of subcontracts in the construction industry

Fecha de entrega: 19 de marzo 2018

Fecha de aceptación: 17 de octubre 2018

Andrés Crisóstomo y Rodrigo F. Herrera

Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Avenida Brasil 2147, Valparaíso, Chile, andrescrisostomoriqelme@gmail.com, rodrigo.herrera@pucv.cl

Una selección de subcontratistas errónea en la industria de la construcción causa problemas críticos como: retrasos en los proyectos, calidad deficiente de los trabajos y costos adicionales. Este trabajo entrega una herramienta para la selección de subcontratos, ésta se traduce en una metodología de toma de decisiones para seleccionar el subcontrato más adecuado para cada proyecto. Para lograr el objetivo, primero se determinan las prácticas actuales de subcontratación a través de una encuesta que fue contestada por cincuenta empresas del rubro. Posteriormente, se analizan dos métodos de toma de decisiones (WRC y CBA) en una simulación de toma de decisiones que fue realizada a diez empresas del rubro de forma presencial. Los resultados fueron concluyentes, en doce de las quince simulaciones el método WRC destacó al contrastarse con el método CBA, por lo cual se define al método WRC como el más adecuado para este tipo de selección. Finalmente, se presenta la metodología de toma de decisiones como una herramienta de optimización del proceso de selección de subcontratistas, en ésta se incluyen aspectos como: recomendaciones antes del proceso de selección y la estructura en detalle para desarrollar correctamente el método WRC.

Palabras clave: subcontratación, industria de la construcción, toma de decisiones, WRC, CBA

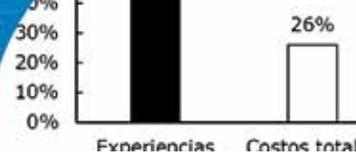
A poor selection of subcontractors in the construction industry causes critical problems such as: delays in projects, poor quality of work and additional costs. This paper provides a tool for selection of subcontracts, which translates into a decision-making methodology to select the most suitable subcontract for each project. To achieve this objective, first the current subcontracting practices are determined through a survey that was answered by fifty companies of the sector. Subsequently, the decision-making methods (WRC and CBA) are analyzed in a decision-making simulation that was carried out to ten companies in the field. The results were conclusive, in twelve of the fifteen simulations, WRC method highlighted when contrasting with the CBA method, so the WRC method is defined as the most appropriate for this type of selection. Finally, the decision-making methodology is presented as an optimization tool for the selection process of subcontractors, which includes aspects such as: recommendations before the selection process and structure in detail to correctly develop the WRC method.

Keywords: subcontracts, construction industry, decision-making, WRC, CBA

Introducción

La subcontratación laboral, entre sus variadas definiciones, puede enunciarse como el proceso económico en el cual una empresa determinada mueve o destina recursos orientados a cumplir ciertas tareas a una empresa externa por medio de un contrato (Uquillas, 2007). Este concepto comienza a ganar credibilidad al inicio de los años 70, dando inicio a una nueva estrategia de negocios en los mercados globales. La OIT (2007) plantea que dicha

estrategia de negocios ha tenido un sostenido crecimiento global en las últimas décadas, debido principalmente al proceso de globalización de la economía y la fuerte competencia internacional. En la actualidad, la industria chilena de la construcción está cada vez más enfocada a que empresas de mayor tamaño subcontraten servicios de empresas constructoras menores y más especializadas en determinados nichos constructivos (Alvarado y Spolmann, 2009). Por lo cual, se hace imprescindible contar con herramientas de toma de decisiones para seleccionar los



subcontratos más beneficiosos para las empresas en cada proyecto. La decisión de subcontratar conlleva variados aspectos positivos como negativos, una mala selección de éstos, por ejemplo, puede causar problemas críticos en términos de tiempo, traduciendo en retrasos del proyecto (Sambasivan y Soon, 2007; Odeh y Battaineh, 2002). Según Uquillas (2007), la selección de proveedores y/o subcontratistas es uno de los tres aspectos fundamentales para lograr un buen proyecto.

En la presente investigación, se busca desarrollar una metodología de toma de decisiones para seleccionar subcontratistas en la industria de la construcción, entregando una nueva perspectiva y herramienta para la optimización de dicho proceso de selección. Para lograr dicho objetivo, se necesita inicialmente identificar las prácticas actuales de selección de subcontratistas en el rubro para determinar los parámetros más relevantes que usan las empresas a la hora de escoger el subcontrato más beneficioso. Posteriormente, considerando dichos parámetros se diseñó un experimento de simulación de toma de decisiones, en el cual un grupo de trabajo que interviene directamente en el proceso de subcontratación será sometido a casos hipotéticos de subcontratación en distintos escenarios, aplicando distintos métodos de toma de decisiones. Una vez terminado el diseño del experimento de simulación, se procedió a implementar dicha simulación con profesionales del sector de la construcción. En dicha instancia se midieron los indicadores más influyentes al momento de tomar las decisiones para la elección de un subcontratista determinado. Finalmente, se propone una metodología de toma de decisiones en la industria de la construcción.

En la primera parte de este trabajo se plantea el problema de investigación, donde se hace énfasis al hecho que una mala selección de subcontratistas en el rubro causa problemas en los proyectos. Se enuncian los métodos de toma de decisiones, se presentan y analizan para luego proponer la utilización de éstos para la optimización de la selección de dichos subcontratistas. Después se presenta el diagnóstico de las prácticas actuales de subcontratación, el cual se traduce en una encuesta contestada por 50 empresas del rubro. Posteriormente, se presenta el diseño del experimento de simulación, en el cual se pretende contrastar el método habitual de selección de subcontratistas con dos métodos multicriterios de toma de decisiones. Finalmente, se

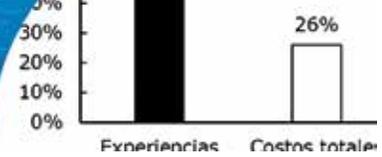
presenta un análisis estadístico de los indicadores recogidos en dicho experimento y se concluye dando un manual para la optimización de la selección de los subcontratistas en la industria de la construcción.

Antecedentes

Toma de decisiones en la industria de la construcción

Generalmente, cuando los proyectos se retrasan, éstos se extienden en tiempo o aceleran su ritmo de trabajo, incurriendo en ambos casos, a costos adicionales para la empresa (Sambasivan y Soon, 2007). Según Assaf y Al-Hejji (2006), en la industria de la construcción, el retraso puede definirse como el tiempo excedido de ejecución más allá de la fecha de finalización en un contrato, o más allá de la fecha en que las partes acordaron entregar un proyecto. En algunos casos, para el contratista, el retraso significa también sobrecostos por un tiempo mayor de trabajo, además de mayores costos en materiales y mano de obra.

Una vasta cantidad de autores han detectado las causas de los retrasos en las obras de construcción en distintos países a lo largo del mundo. Según Mezher y Tawil (1998), los dueños de las empresas de construcción del Líbano, indicaron que el mayor factor de retrasos fue una mala programación por parte de los subcontratistas. Ogunlana *et al.* (1996) estudiaron las causas de los retrasos en los proyectos de construcción en Tailandia, concluyeron que uno de los tres grandes ámbitos de problemas eran los problemas causados por la incompetencia de los contratistas. Assaf *et al.* (1995) estudiaron las causas de los retrasos en los grandes proyectos de construcción en Arabia Saudita, concluyeron que una de las mayores causas de retrasos eran los conflictos producidos por la programación de trabajo por parte de los subcontratos. De acuerdo a los resultados de Sambasivan y Soon (2007), los problemas con los subcontratistas fue una de las primeras diez causas de retrasos en la construcción en Malasia. Típicamente, en los grandes proyectos existen variados subcontratistas trabajando para un mismo contratista, si estos contratistas no tienen una adecuada experiencia o capacidad los proyectos pueden verse retrasados. Según el estudio de Odeh y Battaineh (2002), uno de los diez factores que causan mayores retrasos en la construcción en Jordania, son los retrasos causados por sus propios subcontratistas. Estos autores señalan que los contratistas y las consultoras que respondieron dicho estudio indican



que los niveles de retrasos alcanzados por causa de los retrasos de los subcontratistas son preocupantes, los cuales se pueden atribuir a la inadecuada experiencia de los subcontratistas, además de una mala planificación y coordinación. Es por lo anterior, que resulta fundamental que las empresas constructoras tengan una metodología de toma de decisiones para seleccionar a sus subcontratos.

Métodos de toma de decisiones

La toma de decisiones puede definirse como el estudio para identificar y elegir alternativas basadas en valores y preferencias del decisor (Harris, 2012). El mismo autor, termina enunciando que es un proceso en el cual se reduce la incertidumbre sobre ciertas alternativas para permitir una elección razonable entre ellas. El proceso de toma de decisiones envuelve una serie de pasos: identificar los problemas, determinar las preferencias, evaluar las alternativas y determinar la mejor alternativa (Kleindorfer *et al.*, 1993). Según Tzeng y Huang (2011), cuando la toma de decisiones posee sólo un criterio para su selección, es un proceso extremadamente intuitivo, ya que sólo se debe elegir la alternativa con el mayor puntaje de preferencia. Sin embargo, cuando la toma de decisiones posee múltiples criterios surgen muchos problemas: cómo definir los pesos de cada criterio, qué dependencia tiene una preferencia sobre otra, qué conflictos existen entre los criterios, entre otros. Dichos problemas parecen complicar la decisión y se hace necesario usar métodos más sofisticados como los métodos multicriterios de toma de decisiones. A continuación, se presentan algunos métodos de toma de decisiones multicriterios para seleccionar de mejor manera los subcontratos en el rubro de la construcción, esperando que con su utilización exista una disminución de los retrasos en los proyectos y aumente la eficiencia del rubro.

Weighting Rating and Calculating WRC

Según Arroyo *et al.* (2016), el método WRC es extensamente usado en las industrias de la arquitectura, ingeniería y construcción AIC. Por ejemplo, Sabapathy y Maithel (2013) usaron WRC para crear un ranking para escoger materiales para paredes en India, y Tatum (1984) describe el uso de WRC en un amplio rango de decisiones. La Figura 1 muestra la metodología, donde el primer paso es identificar las alternativas de selección, las cuales garantizan alcanzar el objetivo propuesto. Segundo, se

deben identificar los factores y criterios de evaluación, los cuales para el decisor son claves en su decisión. Tercero, se deben dar pesos w_i a los factores directamente, éstos indican la importancia de cada factor para el decisor. Como restricción, la suma de los pesos debe ser 100%. Cuarto, se debe calificar las alternativas por cada factor u_i , dicha calificación dependerá de las características de cada alternativa. En el último paso, se calcula el valor de cada alternativa de la siguiente manera: $\sum w_i u_i$, siendo w_i el peso de los factores y u_i las calificaciones de los factores en cada alternativa. Finalmente, el mayor valor de todas las alternativas será la mejor opción según todas las decisiones anteriores tomadas en el desarrollo del método.

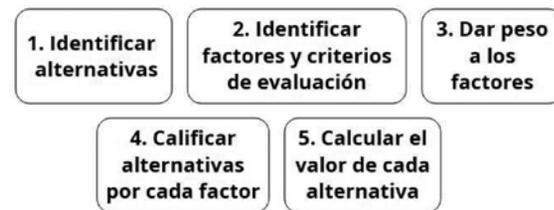


Figura 1: Pasos del método WRC (Arroyo *et al.*, 2014).

Choosing By Advantage CBA

Según Arroyo *et al.* (2016), el método CBA es mayormente usado en comunidades Lean. Por ejemplo, Grant y Jones (2008) usan CBA para seleccionar los diseños de techos verdes, y Nguyen *et al.* (2009) usan CBA para seleccionar sistemas de muros. En esta metodología, mostrada en la Figura 2, el primer paso es identificar las alternativas de selección, las cuales deben tener ventajas claras entre ellas. Segundo, se identifican los factores a evaluar, los cuales son claves para el decisor. Tercero, se debe definir el criterio deseado para cada factor, éstos pueden ser criterios deseados u obligatorios. Cuarto, se deben resumir los atributos de cada alternativa por cada factor, dicho resumen dependerá de las características de cada alternativa. Quinto, se debe decidir las ventajas de cada alternativa sobre la ventaja más desfavorable. Sexto, se debe decidir la importancia de cada ventaja, en una escala de 0 a 100, siendo 100 la mayor importancia. Finalmente, se debe evaluar el costo de cada alternativa y su respectiva importancia para tomar la decisión. Finalmente, se debe construir un gráfico con ejes de costo y de importancia total, con dicho apoyo se debe tomar la decisión final.

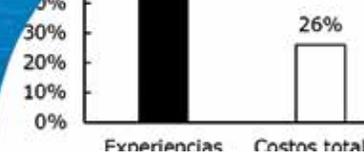


Figura 2: Pasos del método CBA (Schöttle *et al.*, 2015)

Metodología de investigación

La Figura 3 representa la metodología de investigación seguida para la selección de subcontratistas en la industria de la construcción.

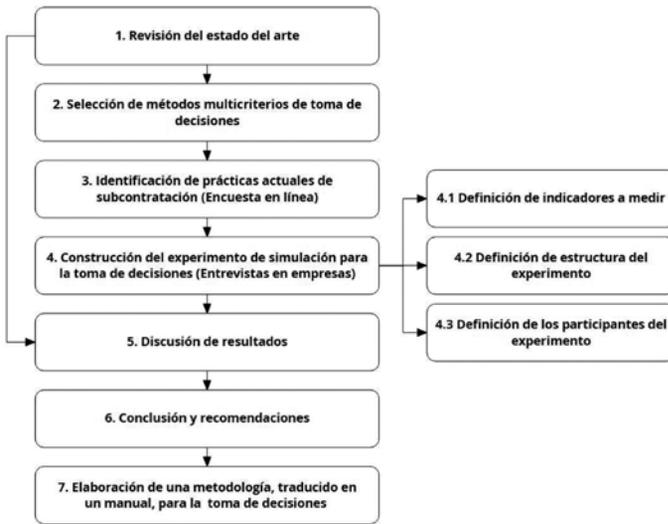


Figura 3: Metodología de investigación

En primer lugar, se hizo una extensa revisión del estado del arte de la subcontratación en la industria de la construcción. Luego, elegir los métodos multicriterio de toma de decisiones como una posible optimización al proceso de selección de subcontratistas en el rubro. Posteriormente, se diseñó un set de preguntas dirigidas a profesionales del rubro de la construcción para identificar las prácticas actuales de subcontratación. Seguidamente, se diseñó el experimento de simulación para la toma de decisiones, en éste se pretende contrastar el método habitual de toma de decisiones de las empresas (S/M) con los dos métodos de toma de decisiones propuestos como optimización. Para dicho diseño, inicialmente se definen los indicadores que serán medidos, luego se define la estructura que seguirá y finalmente se definirán los participantes de la simulación.

A continuación, se realizó un análisis estadístico de todos los indicadores medidos en dicho experimento de

simulación. En éste, se pretende dirimir qué método se desempeñó mejor en la experiencia para luego proponerlo como herramienta para la selección de subcontratistas en la industria.

Finalmente, se elaboró la metodología para la selección de subcontratistas en la industria de la construcción, ésta se verá traducida en un manual para las empresas. Dicho manual, incluye recomendaciones antes del proceso de selección de los subcontratistas y los respectivos pasos del método de toma de decisiones que tuvo mejor desempeño en la investigación.

Diagnóstico de las prácticas actuales de subcontratación

Como punto de partida de investigación y para conocer las prácticas actuales de subcontratación en el rubro, se llevó a cabo una encuesta dirigida a profesionales con un cargo relevante a la hora de tomar decisiones para la selección de subcontratistas en sus respectivas empresas. Dicha encuesta fue contestada por 50 profesionales, con cargos como: profesionales de obra, administradores de obra, asesores de ingeniería, jefes de ingeniería, ingenieros de proyectos, directores, gerentes y gerentes generales. Para conocer los parámetros más relevantes para la selección de subcontratistas que tienen las empresas en la industria de la construcción, se preguntó por la característica que más valoran al momento de subcontratar. En la Figura 4, se pueden observar las respuestas a dicha interrogante.

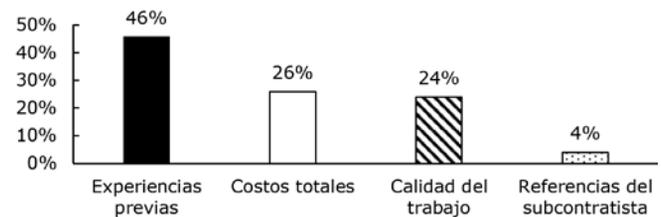
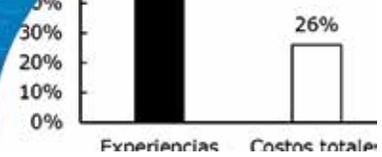


Figura 4: Porcentaje de empresas encuestadas según la característica más valorada al momento de subcontratar

Con dichas cifras, podemos observar que el 46% de las empresas encuestadas consideran como característica preponderante la experiencia previa con el subcontratista, es decir, si conocen y han trabajado en ocasiones anteriores con ellos. Luego, con 26% y 24% lo siguen la calidad de trabajos anteriores y los costos totales que cobran dichos subcontratistas, respectivamente. Podemos afirmar



entonces, que la mitad de las empresas encuestadas se fijan en los costos y la calidad de trabajos de los subcontratistas a la hora de seleccionarlos. Finalmente, con un 4% se valora las referencias del subcontratista por otras personas o colegas, dicho valor refleja que se valora más la experiencia propia con los subcontratistas que la referencias de otros. Luego, se consultó por el modo en que seleccionan el subcontratista, si decide una persona en particular, si deciden junto a un grupo de trabajo, si lo decide una oficina central u otra opción. Dichas respuestas se observan en la Figura 5.

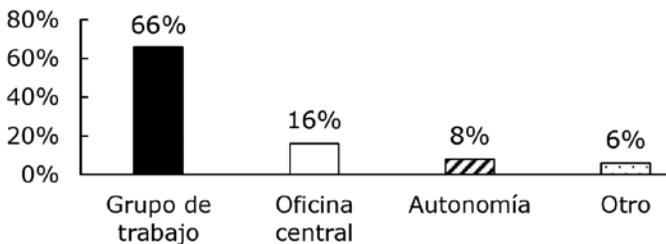


Figura 5: Porcentaje de empresas encuestadas según el modo de seleccionar a los subcontratistas

Se afirma entonces, que la opinión del grupo de trabajo es ampliamente valorada, ya que más de la mitad de las empresas analizadas (66%) toma las decisiones de los subcontratos en conjunto y no son exclusivas de una persona u oficina central. Finalmente, para profundizar en el tema del mal desempeño de los subcontratistas en el rubro, se preguntó cuáles eran los problemas más comunes de dichos subcontratistas. Los resultados se pueden observar en la Figura 6.

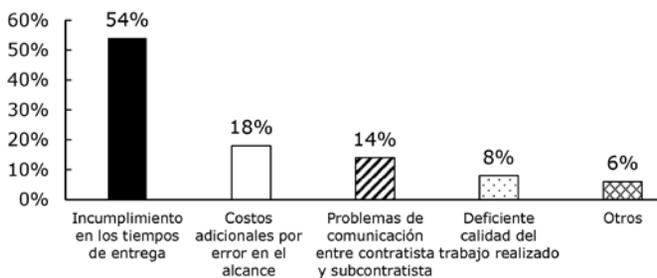


Figura 6: Porcentaje de empresas encuestadas según los problemas más comunes de los subcontratistas

Se puede observar que el parámetro más recurrente (54%) en este ítem, fue el incumplimiento en los tiempos de entrega, lo cual indica que en el rubro de la construcción el parámetro del tiempo es el más crítico.

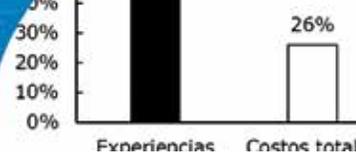
Simulación de toma de decisiones

Se realizó un experimento de simulación de toma de decisiones con el fin de determinar cuál es el método multicriterio que se desempeña mejor al seleccionar subcontratistas en la industria de la construcción. La Figura 7 representa la estructura del experimento de simulación de toma de decisiones que se implementó en la presente investigación.



Figura 7: Estructura del experimento de simulación

En primer lugar, se procede a presentar y explicitar el caso de estudio que será aplicado en las tres decisiones posteriores. Dicho caso de estudio, se trata de la construcción de un edificio de veinte pisos en la ciudad de Viña del Mar. Seguidamente, los participantes deben tomar la primera decisión sin ningún método, en este caso, individualmente deben seleccionar el mejor subcontrato de la partida de acero entre las tres ofertas de subcontratos que se entregan como información adicional. Una vez todos los participantes hayan tomado su decisión, se procede a indicarles que deben llegar a un consenso grupal acerca de dicha selección, una vez concluya esta etapa de discusión, se procede a medir los indicadores mostrados en la Tabla 1. Luego, a los participantes se les presenta el primer método multicriterio para la toma de decisiones llamado WRC. En este punto, se les explica cómo funciona el método, cuáles son sus pasos más relevantes y se desarrolla un ejemplo en conjunto. Luego, los participantes deben tomar la segunda decisión, en este caso, individualmente deben seleccionar el mejor subcontrato de la partida de moldajes entre las tres ofertas de subcontratos que se entregan como información



adicional. Una vez todos los participantes hayan tomado su decisión, se procede a indicarles que deben llegar a un consenso grupal acerca de dicha selección, una vez concluya esta etapa de discusión, se procede a medir los indicadores (Tabla 1).

Posteriormente, a los participantes se les presenta el segundo método multicriterio para la toma de decisiones llamado CBA. En este punto, se les explica cómo funciona el método, cuáles son sus pasos más relevantes y se desarrolla un ejemplo en conjunto. Luego, los participantes deben tomar la tercera decisión, en este caso, individualmente deben seleccionar el mejor subcontrato de la partida de hormigón entre las tres ofertas de subcontratos que se entregan como información. Una vez todos los participantes hayan tomado su decisión, se procede a indicarles que deben llegar a un consenso grupal acerca de dicha selección, una vez concluya esta etapa de discusión, se procede a medir los indicadores (Tabla 1). Finalmente, los participantes entregan sus opiniones y comentarios finales acerca de la experiencia que acaban de realizar y los métodos propuestos.

Los participantes del experimento de simulación para la

toma de decisiones fueron diez empresas del rubro de la construcción, específicamente, diez grupos de trabajo de dos a tres personas por sesión. Entre dichas empresas, se encuentran: seis constructoras y cuatro oficinas de ingeniería en la Región Metropolitana y de Valparaíso. De los 10 grupos de trabajo, se contó con la participación de profesionales del rubro como: administradores de obra, jefes de ingeniería, dueños de constructoras, ingenieros de proyectos, ingenieros de oficinas técnicas, gerentes y gerentes generales. Las constructoras y oficinas de ingeniería se dedicaban a proyectos de edificación de envergadura similar.

Discusión de resultados

El primer indicador medido fue la satisfacción personal, dicho indicador mide qué tan satisfechos se sienten con la decisión grupal respecto a su decisión individual. Su escala de medición es de uno a diez, siendo uno el menor grado de satisfacción y diez el mayor grado de satisfacción. Los resultados se presentan en la Tabla 2 y representan la mediana de las satisfacciones de los trabajadores en cada empresa.

Tabla 1: Indicadores medidos durante la simulación

Indicador	Descripción	Escala	Instancia de medición
Satisfacción personal	Nivel de satisfacción con la decisión grupal respecto a su decisión individual	De uno a diez. Siendo uno el más bajo y diez el más alto.	Posterior a la decisión tomada con S/M, WRC y CBA.
Frustración personal	Nivel de frustración con la decisión grupal respecto a su decisión individual	De uno a diez. Siendo uno el más bajo y diez el más alto.	Posterior a la decisión tomada con S/M, WRC y CBA.
Dificultad percibida del método	Nivel de dificultad para desarrollar el método	De uno a diez. Siendo uno el más bajo y diez el más alto.	Posterior a la decisión tomada con WRC y CBA.
Probabilidad de implementación del método	Probabilidad de implementar el método en su empresa	De cero a uno. Siendo cero el más bajo y uno el más alto.	Posterior a la decisión tomada con WRC y CBA.
Tiempo para alcanzar un consenso	Tiempo para llegar a un acuerdo entre los participantes	Escala temporal	Posterior a la decisión tomada con S/M, WRC y CBA
Tiempo empleado del método	Tiempo requerido para desarrollar el método	Escala temporal	Durante la decisión tomada con S/M, WRC y CBA
Tiempo total por método	La suma entre el tiempo de consenso y de método	Escala temporal	Posterior a la decisión tomada con S/M, WRC y CBA

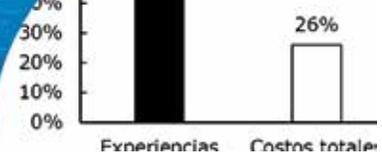


Tabla 2: Satisfacción personal de las diez empresas participantes

Empresas	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
S/M	9.0	9.0	9.5	8.5	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	9.0
WRC	9.0	10.0	8.5	10.0	10.0	9.0	10.0	8.5	10.0	9.0
CBA	9.0	9.5	10.0	10.0	10.0	10.0	9.0	9.0	10.0	10.0

Se puede concluir que el uso del método CBA genera un mayor aumento de satisfacción personal del grupo de trabajo al ser contrastado con los otros dos métodos de selección. Para poder afirmar estadísticamente si dichos aumentos de satisfacción personal son significativos o no, se procede a realizar un análisis estadístico de las respuestas individuales de todos los participantes de la simulación asociado a la satisfacción personal que experimentaron. En primer lugar, se hace uso de la prueba de normalidad de Shapiro-Wilk con un valor de significancia α igual a 0.05. Para dicha prueba, se contrasta S/M vs WRC, S/M vs CBA y WRC vs CBA mediante el programa computacional SPSS (IBM, 2014). Se determina que los datos analizados no distribuyen normal, por lo cual para realizar el análisis estadístico respectivo se deben usar pruebas no paramétricas. Posteriormente, se hace uso de la prueba U de Mann Whitney para muestras independientes no paramétricas, para determinar si existe o no una diferencia estadísticamente significativa. Para dicha prueba, se asume un valor de significancia α igual a 0.05. Finalmente, como todos los valores de p-value fueron mayores a 0.05 no se puede afirmar que exista una diferencia estadísticamente significativa entre las satisfacciones personales obtenidas al comparar los métodos expuestos en la simulación. Por lo cual, se concluye que el método CBA genera ligeramente mayores grados de satisfacción personal del grupo de trabajo al ser contrastado con los otros dos métodos de la simulación, es decir, S/M y WRC. Dicha afirmación es respaldada estadísticamente al no existir diferencias significativas entre dichos métodos. Se presume que los grupos de trabajo que participaron en la simulación de toma de decisiones llevan tomando decisiones de manera grupal hace un largo tiempo, ya que los resultados evidencian altos niveles de satisfacción en todos sus participantes, tales niveles de satisfacción personal sólo se logran trabajando en equipo y escuchando la opinión de todos sus miembros. Por lo tanto, el nivel de cultura de equipos del grupo que toma la decisión es importante.

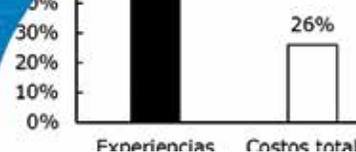
El segundo indicador medido fue la frustración personal, dicho indicador mide qué tan frustrados se sienten con la decisión grupal respecto a su decisión individual. Su escala de medición es de uno a diez, siendo uno el menor grado de frustración y diez el mayor grado de frustración. Los resultados se presentan en la Tabla 3 y representan la mediana de las frustraciones de los trabajadores en cada una de las diez empresas participantes (A-J).

Tabla 3: Frustración personal de las diez empresas participantes

Empresa	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
S/M	1.0	1.0	1.0	2.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	2.0
WRC	1.5	1.5	2.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
CBA	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5	1.0	1.0

En primera instancia, se puede concluir que, usando cualquier método expuesto en la simulación, es decir, la forma habitual de decisión de las empresas (S/M), el primer método enseñado WRC o el segundo método enseñado CBA, genera bajos niveles de frustración personal del grupo de trabajo. Se puede concluir que el uso del método WRC o CBA genera la misma disminución de la frustración personal del grupo de trabajo al ser contrastado con el método habitual de decisión de las empresas (S/M).

Para poder afirmar estadísticamente si dichas disminuciones de frustración personal son significativas o no, se procede a realizar un análisis estadístico de las respuestas individuales de todos los participantes de la simulación asociado a la frustración personal que experimentaron. Análogamente, se hace uso de la prueba de normalidad de Shapiro-Wilk con un valor de significancia α igual a 0.05. Para dicha prueba, se contrasta S/M vs WRC, S/M vs CBA y WRC vs CBA mediante el programa computacional SPSS. Se determina que los datos analizados no distribuyen normal, por lo cual para realizar el análisis estadístico respectivo se deben usar pruebas no paramétricas. Posteriormente, se hace uso de la prueba no paramétrica U de Mann Whitney para muestras independientes, para determinar si existe o no una diferencia estadísticamente significativa. Para dicha prueba, se asume un valor de significancia α igual a 0.05. Finalmente, como todos los valores de p-value fueron mayores a 0.05 no se puede afirmar que exista una diferencia estadísticamente significativa entre las



frustraciones personales obtenidas al comparar los métodos expuestos en la simulación. Por lo cual, se concluye que el uso de cualquier método expuesto en la simulación, es decir, la forma habitual de decisión de las empresas (S/M), el primer método propuesto WRC o el segundo método propuesto CBA, no genera grandes cambios en la frustración personal del grupo de trabajo. Dicha afirmación es respaldada estadísticamente al no existir diferencias significativas entre dichos métodos. Se podría entender que la satisfacción y la frustración son complementarios, ahora bien, para la simulación era importante evaluar ambos para revisar si había consistencia en las respuestas. De igual manera que en el primer indicador, se presume que los grupos de trabajo que participaron en la simulación llevan un buen tiempo decidiendo de manera grupal, ya que exhiben bajos niveles de frustración personal de sus trabajadores, tales niveles de frustración son alcanzados al escuchar la opinión de todos los miembros del grupo de trabajo. El tercer indicador medido fue la dificultad percibida del método, dicho indicador sólo se mide cuando se aplica WRC y CBA. Su escala de medición es de uno a diez, siendo uno el menor grado de dificultad y diez el mayor grado de dificultad. Los resultados se presentan en la Tabla 4 y representan la mediana de las dificultades percibidas de los trabajadores en cada una de las diez empresas participantes (A-J).

Tabla 4: Dificultad percibida del método de las diez empresas participantes.

Empresa	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
WRC	1.5	2.0	5.5	5.5	1.0	2.0	1.0	2.5	4.5	3.0
CBA	2.0	4.5	6.5	4.0	6.5	8.0	4.0	4.5	5.0	5.0

Se puede concluir que el método WRC es percibido como más sencillo en su uso y desarrollo al ser contrastado con el método CBA. Para poder afirmar estadísticamente si existe una diferencia significativa en dicho indicador al contrastar los métodos de selección, se procede a realizar un análisis estadístico de las respuestas individuales de todos los participantes de la simulación asociado a la dificultad percibida del método que experimentaron. Análogamente, se hace uso de la prueba de normalidad de Shapiro-Wilk con un valor de significancia α igual a 0.05. Para dicha prueba, se contrasta WRC vs CBA mediante

el programa computacional SPSS. Se determina que los datos analizados no distribuyen normal, por lo cual para realizar el análisis estadístico respectivo se debe usar una prueba no paramétrica.

Posteriormente, se hace uso de la prueba U de Mann Whitney para muestras independientes, para determinar si existe o no una diferencia estadísticamente significativa. Para dicha prueba, se asume un valor de significancia α igual a 0.05 y mediante el programa computacional SPSS se obtiene un valor p-value de 0.005, por lo cual se interpreta que sí existen diferencias significativas entre dichos datos.

Finalmente, se concluye que el método WRC es percibido como más sencillo en su uso y desarrollo al ser contrastado con el método CBA y dicha afirmación es respaldada estadísticamente al comprobar la existencia de diferencias significativas entre dichos métodos.

Se presume que el método WRC es percibido como un método más fácil, ya que para los participantes de la simulación fue un método más cercano a la realidad. De hecho, más de la mitad de los participantes, inconscientemente, desarrollaban una estructura de pasos parecida a la del método WRC, es decir, ponderaban las características de una forma subjetiva y luego calificaban dicha característica por cada opción a elegir. En cambio, el método CBA poseía una estructura de pasos totalmente nueva, por lo cual a los participantes les costaba más asimilar dichos pasos y ejecutarlos posteriormente. Se intuye que la dificultad percibida de ambos métodos debería igualarse o al menos acercarse, una vez dichos métodos se coloquen en práctica por los grupos de trabajo.

El cuarto indicador medido fue la probabilidad de implementación del método, dicho indicador se mide una vez que los participantes hayan aplicado los métodos propuestos, en este caso, WRC y CBA. Su escala de medición es de uno a diez, siendo uno el menor grado de probabilidad de implementación y diez el mayor grado de probabilidad de implementación, para efectos de análisis se usaron dichas mediciones en escala de 0 a 1. Los resultados se presentan en la Tabla 5 y representan la mediana de las probabilidades de implementación del método de los trabajadores de las diez empresas participantes (A-J).

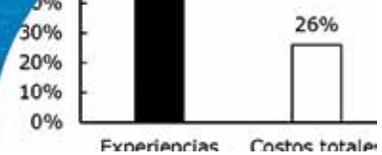


Tabla 5: Probabilidad de implementación del método de las diez empresas participantes

Empresa	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
WRC	0.70	0.65	0.70	0.65	0.85	0.70	0.85	0.90	0.80	0.70
CBA	0.75	0.55	0.55	0.85	0.15	0.30	0.55	0.70	0.85	0.55

Se puede concluir que el método WRC obtiene mayor probabilidad de implementación en las empresas al ser contrastado con el método CBA. Para poder afirmar estadísticamente si existe una diferencia significativa en dicho indicador al contrastar los métodos de selección, se procede a realizar un análisis estadístico de las respuestas individuales de todos los participantes de la simulación asociado a la probabilidad de implementación del método que experimentaron. Análogamente, se hace uso de la prueba de normalidad de Shapiro-Wilk con un valor de significancia α igual a 0.05. Para dicha prueba, se contrasta WRC vs CBA mediante el programa computacional SPSS. Se determina que los datos analizados no distribuyen normal, por lo cual para realizar el análisis estadístico respectivo se debe usar una prueba no paramétrica. Posteriormente, se hace uso de la prueba no paramétrica U de Mann Whitney para muestras independientes, para determinar si existe o no una diferencia estadísticamente significativa. Para dicha prueba, se asume un valor de significancia α igual a 0.05 y mediante el programa computacional SPSS se obtiene un valor p-value de 0.063, por lo cual se interpreta que no existen diferencias significativas entre dichos datos. Finalmente, se concluye que el método WRC es valorado con una mayor probabilidad de implementación en las empresas al ser contrastado con el método CBA. Se presume que el método WRC es valorado con una mayor probabilidad de implementación en las empresas, ya que es percibido como un método más fácil y segundo, porque posee una estructura de pasos sencilla y familiar para los participantes del experimento de simulación.

El quinto indicador medido fue el tiempo empleado en usar el método, dicho indicador se mide en una escala temporal, donde el inicio se define como el momento en que empiezan a usar el método y su final como el momento en que todos los participantes toman su decisión individual. Los resultados se presentan en la Tabla 8 y representan los tiempos empleados para usar el método en cada una de las diez empresas participantes (A-J).

Tabla 8: Tiempo del método de las diez empresas participantes.

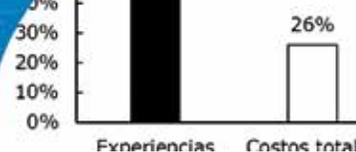
Empresa	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
S/M	0:03:50	0:02:31	0:04:38	0:03:50	0:02:48	0:05:10	0:08:36	0:03:10	0:02:32	0:03:58
WRC	0:13:00	0:20:26	0:11:34	0:16:45	0:11:37	0:14:49	0:17:22	0:15:05	0:08:24	0:14:01
CBA	0:17:39	0:25:47	0:20:10	0:22:25	0:16:23	0:22:43	0:17:24	0:16:35	0:13:33	0:18:59

Se puede concluir que usando la forma habitual de decisión (S/M) los tiempos de empleo son menores que con los métodos WRC y CBA. Por otra parte, los tiempos de empleo del método WRC son menores que con el método CBA. Para poder afirmar estadísticamente si existe una diferencia significativa en dicho indicador al contrastar los métodos de selección, se procede a realizar un análisis estadístico de las respuestas individuales de todos los participantes de la simulación asociado al tiempo empleado en usar los métodos que experimentaron. Análogamente, se hace uso de la prueba de normalidad de Shapiro-Wilk con un valor de significancia α igual a 0.05. Para dicha prueba, se contrasta S/M vs WRC, S/M vs CBA y WRC vs CBA mediante el programa computacional SPSS. Se determina que en las dos primeras comparaciones los datos analizados no vienen de una distribución normal, por lo cual para realizar el análisis estadístico respectivo se deben usar pruebas no paramétricas. En cambio, al comparar WRC vs CBA los datos analizados vienen de una distribución normal, por lo cual para realizar el análisis estadístico respectivo se debe usar una prueba paramétrica.

Se utiliza la prueba paramétrica t-Student y la prueba no paramétrica U de Mann Whitney, dependiendo el caso, y se asumen muestras independientes, esto con el fin de determinar si existe o no una diferencia estadísticamente significativa. Cabe destacar, que inicialmente se verifica la igualdad de varianzas de las muestras para el adecuado uso de la prueba t-Student. Para dichas pruebas, se asume un valor de significancia α igual a 0.05 y mediante el programa computacional SPSS, se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 9.

Tabla 9: Resultados del test t-Student y test U de Mann Whitney asociados al tiempo empleado en el uso del método

Métodos	p-value	H0	Conclusión
S/M vs WRC	0.000	Rechazada	Sí hay diferencias significativas
S/M vs CBA	0.000	Rechazada	Sí hay diferencias significativas
WRC vs CBA	0.070	No se puede rechazar	No hay diferencias significativas



Finalmente, se puede afirmar que exista una diferencia estadísticamente significativa de los tiempos empleados en usar el método al contrastar S/M con WRC y al contrastar S/M con CBA. En cambio, no existe una diferencia estadísticamente significativa de dicho indicador al contrastar WRC con CBA. Por lo cual, se concluye que el método habitual de selección de las empresas (S/M) es más rápido en su uso al ser contrastado con los dos métodos propuestos, es decir, WRC y CBA. Dicha afirmación es respaldada estadísticamente al comprobar la existencia de diferencias significativas entre dichos métodos. Se presume que la rapidez exhibida en el método habitual de selección de las empresas (S/M) se debe a que dicho método no posee ninguna estructura de pasos, por lo cual al agregar una estructura definida de pasos como en los dos métodos propuestos, es decir, WRC y CBA, se aumentan inevitablemente los tiempos para tomar decisiones.

El sexto indicador medido fue el tiempo en alcanzar un consenso, dicho indicador se mide en una escala temporal, donde el inicio se define como el momento en que empiezan a discutir y argumentar sus decisiones para convencer a los demás participantes y su final se define como el momento en que se alcanza dicho consenso. Los resultados se presentan en la Tabla 10 y representan los tiempos en alcanzar el consenso en cada una de las diez empresas participantes (A-J).

Tabla 10: Tiempo en alcanzar el consenso de las diez empresas participantes

Empresa	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
S/M	0:02:58	0:00:49	0:01:45	0:01:34	0:00:58	0:10:35	0:00:57	0:01:00	0:01:47	0:02:00
WRC	0:04:17	0:01:56	0:11:27	0:01:01	0:02:47	0:12:42	0:01:47	0:00:53	0:04:28	0:04:10
CBA	0:01:56	0:00:42	0:01:30	0:00:48	0:00:30	0:00:52	0:06:58	0:00:25	0:03:23	0:01:37

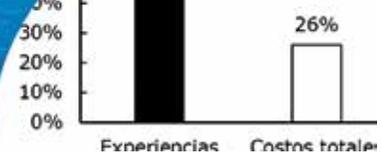
Se puede concluir que usando el método CBA disminuyen los tiempos para alcanzar los consensos en los grupos de trabajo al ser comparados con los otros dos métodos expuestos en la simulación, es decir, S/M y WRC. Para poder afirmar estadísticamente si existe una diferencia significativa en dicho indicador al contrastar los métodos de selección, se procede a realizar un análisis estadístico de las respuestas individuales de todos los participantes de la simulación asociado al tiempo en alcanzar consensos que experimentaron los grupos de trabajo. Análogamente, se hace uso de la prueba de normalidad de Shapiro-Wilk, esto con el fin de precisar si se deben usar pruebas paramétricas

o no paramétricas. Para dicha prueba, se contrasta S/M vs WRC, S/M vs CBA y WRC vs CBA mediante el programa computacional SPSS. Se determina que los datos analizados no vienen de una distribución normal, por lo cual para realizar el análisis estadístico respectivo se deben usar pruebas no paramétricas. Posteriormente, se hace uso de la prueba U de Mann Whitney para muestras independientes, para determinar si existe o no una diferencia estadísticamente significativa. Para dicha prueba, se asume un valor de significancia α igual a 0.05 y mediante el programa computacional SPSS, se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 11.

Tabla 11: Resultados del test U de Mann Whitney asociados al tiempo para alcanzar consensos

Métodos	p-value	H0	Conclusión
S/M vs WRC	0.076	No se puede rechazar	No hay diferencias significativas
S/M vs CBA	0.257	No se puede rechazar	No hay diferencias significativas
WRC vs CBA	0.026	Rechazada	Sí hay diferencias significativas

Finalmente, se puede afirmar que exista una diferencia estadísticamente significativa de los tiempos para alcanzar consensos al contrastar WRC con CBA. En cambio, no existe una diferencia estadísticamente significativa de dicho indicador al contrastar S/M con WRC y S/M con CBA. Por lo cual, se concluye que el método CBA es más rápido para alcanzar consensos en los grupos de trabajo al ser contrastado con el método WRC y es ligeramente más rápido al ser contrastado con el método habitual de las empresas (S/M). La primera afirmación es respaldada estadísticamente al comprobar la existencia de diferencias significativas entre los métodos CBA y WRC. Y la segunda afirmación es respaldada estadísticamente al no existir diferencias significativas entre los métodos CBA y S/M. Se presume que la mayor rapidez exhibida para alcanzar consensos del método CBA, se debe a que el gráfico final de dicho método da la posibilidad de tomar una postura individual al principio y de poder entablar una discusión con dicha herramienta visual para lograr mejores decisiones grupales. En cambio, en los otros dos métodos no se posee dicha herramienta visual, por lo cual es más difícil convencer a la otra persona para llegar a un consenso.



El séptimo indicador medido fue el tiempo total por método, dicho indicador se mide en una escala temporal, donde el inicio se define como el momento en que empiezan a usar el método y su final se define como el momento que los participantes llegan a un consenso. Como dicho indicador es la suma del tiempo de método y el tiempo de consenso, el análisis estadístico realizado nos indica que sus resultados se comportan de la misma manera que el indicador de tiempo de método, esto ocurre ya que los tiempos de método predominan sobre los tiempos de consenso al ser mayor de magnitud. Finalmente, se concluye que el método habitual de selección de las empresas (S/M) es más rápido en su uso al ser contrastado con los dos métodos propuestos, es decir, WRC y CBA. Dicha afirmación es respaldada estadísticamente al comprobar la existencia de diferencias significativas entre dichos métodos. Para una mejor visualización de los resultados anteriormente expuestos, se presenta un resumen de resultados en la Tabla 12.

Tabla 12: Resumen de resultados

Indicador analizado	Método con mejor desempeño
Satisfacción personal	CBA
Frustración personal	-
Dificultad percibida del método	WRC
Probabilidad de implementación del método	WRC
Tiempo empleado en usar el método	WRC*
Tiempo en alcanzar un consenso	CBA
Tiempo total por método	WRC*

* En estos casos, cabe precisar que el método con mejor desempeño fue el método S/M. Sin embargo, para contrastar los dos métodos multicriterios propuestos (WRC y CBA) se optó por definir el método con mejor desempeño entre dichos métodos.

Se puede observar claramente, que el método WRC se desempeñó de mejor manera al ser contrastado con el método CBA en los análisis anteriores. Por lo cual, dicho método será recomendado para usar en la metodología de toma de decisiones final.

Metodología de toma de decisiones propuesta

A continuación, se presenta la metodología de toma de decisiones para seleccionar subcontratistas en la industria de la construcción.

Objetivo

Proporcionar un instrumento técnico-administrativo, traducido en un manual tentativo, para la óptima selección de subcontratistas en la industria de la construcción.

Alcances

Subcontratos asociados al rubro de la construcción, por ejemplo: partidas de acero, moldajes, hormigón, tabiquería, mecánica de suelos, etc.

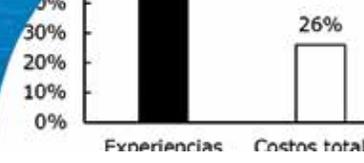
Recomendaciones antes del proceso de selección

Antes del proceso de selección, la empresa debe definir los posibles subcontratos que cumplirán los requerimientos del proyecto a construir. En dicho escenario, la empresa debe recopilar la mayor cantidad de información de los posibles subcontratos, de esta manera, se podrán analizar de mejor manera y abarcando un mayor número de variables que intervienen en la decisión.

Método sugerido - WRC

A continuación, se presentan los pasos y recomendaciones para el uso del método multicriterio de toma de decisiones WRC:

1. Determinar las alternativas de selección. Se deben definir todas las posibles alternativas de subcontratos que cumplan con los requerimientos mínimos del proyecto a realizar.
2. Determinar los factores que se evaluarán en el proceso de selección. Se deben definir todos los factores importantes para la empresa a la hora de tomar la decisión (costos, calidad, cumplimiento de plazos, solvencia económica, tasa de accidentes, entre otros).
3. Decidir los pesos de cada factor. Se deben definir los pesos para cada factor según el proyecto en particular, es decir, los pesos pueden variar entre proyectos. Se recomienda llegar a consensos en los grupos de trabajo respecto a los pesos de cada factor, de esta manera, la decisión final debería satisfacer a todos los participantes de la selección (obs: la suma de los pesos debe ser 100%).
4. Resumir las características de cada subcontratista asociado a cada factor. Se debe resumir las características de cada subcontratista asociado a



cada factor, de esta manera, se podrán evidenciar las diferencias entre las alternativas de selección.

5. Asignar un puntaje a las características de cada subcontratista: se deben asignar puntajes numéricos de uno a diez, siendo uno el menor puntaje y diez el mayor puntaje a cada característica resumida en el punto anterior. Se recomienda llegar a consensos en los grupos de trabajo respecto a los puntajes asignados, de esta manera, la decisión final debería satisfacer a todos los participantes de la selección.
6. Calcular el puntaje total de cada subcontratista. Se debe calcular el puntaje total de cada subcontratista, de la siguiente manera:

$$\text{Puntaje total} = \sum (\text{Peso del factor})_i \text{ Puntaje}_i$$
 i: cada factor en la decisión (1)

 Se recomienda automatizar dicho cálculo de los puntajes totales, de esta manera, se podrán visualizar posibles cambios en la decisión, según se ajusten los pesos iniciales en una determinada situación.
7. Seleccionar el mejor subcontratista. El mayor puntaje total de todas las alternativas será el subcontrato óptimo para la empresa, según todas las decisiones tomadas anteriormente.

Finalmente, la Tabla 13 presenta una tabla tentativa para el uso del método sugerido WRC.

Conclusión

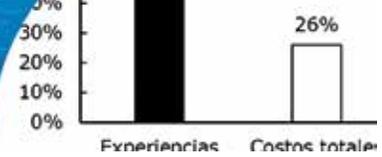
Una vez realizada la revisión del estado de la subcontratación en la industria de la construcción, tanto a nivel país como a nivel mundial, se puede concluir que: la estrategia de negocios de subcontratar es ampliamente usada en el rubro, ya que la construcción es una rama

compleja y son pocas las empresas que pueden realizar todos los trabajos, o partidas requeridas, con una buena calidad, cumpliendo los plazos estipulados y, al mismo tiempo, generando utilidades. En la actualidad, la selección de subcontratación se lleva a cabo de una manera precaria, es decir, no hay metodologías claras para seleccionar los subcontratos en cada proyecto. Según el diagnóstico de las prácticas actuales de subcontratación, el 46% de las empresas manifestó que la característica más valorada al subcontratar es la experiencia previa con sus subcontratistas, es decir, cada empresa posee una base de datos interna de subcontratos que han trabajado con ellos. Dicha base de datos sería la metodología para seleccionar subcontratistas que tienen las empresas, ya que en un futuro proyecto sólo deben contactar al subcontrato que se ha desempeñado adecuadamente en el pasado. Dicha metodología representa un problema para los subcontratistas emergentes, ya que, al ser nuevos en el rubro, deben esperar a que una empresa les brinde la oportunidad de trabajar con ellos en primera instancia. El mismo diagnóstico, indicó que el 66% de las empresas participantes toman la decisión de subcontratar de manera grupal, en otras palabras, escuchando la opinión de su grupo de trabajo. Para seguir la misma línea, se propusieron dos métodos de toma de decisiones, WRC y CBA, en los cuales los participantes debían usar dichos métodos de forma individual y luego debían llegar a consensos grupales.

El experimento de simulación de toma de decisiones dio la posibilidad de determinar cuál de los dos métodos propuestos se desempeñó de mejor manera en dicha experiencia, esto con el fin de incluir dicho método en la metodología final de la presente investigación. Para determinar el mejor método, se midieron y analizaron siete indicadores. Los resultados fueron concluyentes, ya que

Tabla 13: Tabla propuesta para el uso del método sugerido - WRC

Decisión según WRC							
Factor	Peso del factor	Subcontratista 1	Puntaje 1	Subcontratista 2	Puntaje 2	Subcontratista 3	Puntaje 3
		Calificación		Calificación		Calificación	
Puntaje total	100%	-	-	-	-	-	-



el método WRC se desempeñó mejor que el método CBA en cuatro de los siete indicadores individuales (dificultad percibida del método, probabilidad de implementación del método, tiempo del método y tiempo total del método).

Se concluye que el método WRC es el método adecuado para seleccionar subcontratistas en la industria de la construcción, ya que es percibido como un método simple, fácil de implementar en las empresas y además posee bajos tiempos de ejecución. Dicho método se incluye en la metodología de toma de decisiones propuesta. Los experimentos de simulación se hicieron bajo el supuesto implícito que existían varias alternativas de subcontrato, lo que no pasa necesariamente en lugares aislados en donde no existen varias opciones para elegir.

Para futuras investigaciones se recomienda evaluar los métodos de selección de subcontratos en equipos con personas con diferentes grados de conocimiento entre ellos, de esta forma, se podrá evidenciar lo importante que es armar equipos en que exista confianza y cohesión.

Referencias

Alvarado, A. y Spolmann, S. (2009). Análisis de competencia del sector de la construcción chileno y sus procesos de licitaciones públicas de contrato de obras: estructuras, agentes y prácticas. Fiscalía Nacional Económica, Gobierno de Chile, Santiago, http://www.fne.gob.cl/wp-content/uploads/2011/03/estu_0001_2009.pdf, visitado 15/10/2017

Arroyo, P., Fuenzalida, C., Albert, A. and Hallowell, M.R. (2016). Collaborating in decision making of sustainable building design: an experimental study comparing CBA and WRC methods. *Energy and Buildings* 128, 132-142

Arroyo, P., Tommelein, I.D. and Ballard, G. (2014). Comparing weighting rating and calculating vs. choosing by advantages to make design choices. *22nd Annual Conference of the International Group for Lean Construction IGLC*, Oslo, Norway, 401-412

Assaf, S.A. and Al-Hejji, S. (2006). Causes of delay in large construction projects. *International Journal of Project Management* 24(4), 349-357

Assaf, S.A., Al-Khalil, M. and Al-Hazmi, M. (1995). Causes of delays in large building construction projects. *Journal of Management in Engineering* 11(2), 45-50

Grant, E.J. and Jones, J.R. (2008). A decision-making framework for vegetated roofing system selection. *Journal of Green Building* 3(4), 138-153

Harris, R. (2012). Introduction to decision making. <http://www.virtualsalt.com/crebook5.htm>, visitado 15/11/2017

IBM (2014). Statistical Package for the Social Sciences SPSS. IBM SPSS Statistics. New York, USA

Kleindorfer, P.R., Kunreuther, H.G. and Schoemaker, P.J.H. (1993). *Decision sciences: an integrative perspective*. Cambridge University Press, UK

Mezher, T.M. and Tawil, W. (1998). Causes of delays in the construction industry in Lebanon. *Engineering, Construction and Architectural Management* 5(3), 252-260

Nguyen, H.V., Lostuvali, B. and Tommelein, I.D. (2009). Decision analysis using virtual first-run study of a viscous damping wall system. *17th Annual Conference of the International Group for Lean Construction IGLC*, Taipei, Taiwan, 371-382

Odeh, A.M. and Battaineh, H.T. (2002). Causes of construction delay: traditional contracts. *International Journal of Project Management* 20(1), 67-73

OIT (2007). El trabajo en régimen de subcontratación en América Latina. Oficina Internacional del Trabajo OIT, Ginebra, Suiza

Ogunlana, S.O., Promkuntong, K., Jearkijr, V. (1996). Construction delays in fast-growing economy: comparing Thailand with other economies. *International Journal of Project Management* 14(1), 37-45

Sabapathy, A. and Maithe, S. (2013). A multi-criteria decision analysis based assessment of walling materials in India. *Building and Environment* 64, 107-117

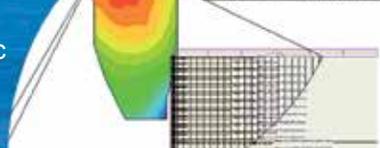
Sambasivan, M. and Soon, Y.W. (2007). Causes and effects of delays in Malaysian construction industry. *International Journal of Project Management* 25(5), 517-526

Schöttle, A., Arroyo, P. and Bade, M. (2015). Comparing three methods in the tendering procedure to select the project team. *23rd Annual Conference of the International Group for Lean Construction IGLC*, Perth, Australia, 267-276

Tatum, C. (1984). Organizing large projects: how managers decide. *Journal of Construction Engineering and Management* 110(3), 346-358

Tzeng, G.H. and Huang, J.J. (2011). *Multiple attribute decision making. Methods and applications*. CRC Press, Taylor & Francis Group, USA

Uquillas, C.A. (2007). El outsourcing en el Ecuador. *Observatorio de la Economía Latinoamericana* 87. <http://www.eumed.net/cursecon/ecolat/index.htm>, visitado 14/11/2017



Study of the static and seismic performance of a geogrid reinforced soil wall as bridge abutment in Concepción

Estudio de la respuesta estática y sísmica de un muro de suelo reforzado con geomalla como estribo de puente en Concepción

Fecha de entrega: 17 de enero 2018
Fecha de aceptación: 27 de agosto 2018

Maribell González¹, Felipe Villalobos², Alejandro Méndez³ and Pablo Carrillo³

¹ Departamento Técnico SECPLAN, Municipalidad de Llanquihue, Erardo Werner 450, Llanquihue, Región de Los Lagos, Chile, mgonzalez@llanquihue.cl

² Laboratorio de Geomateriales, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Campus San Andrés, Casilla 297, Concepción, Chile, avillalobos@ucsc.cl (Orcid: 0000-0002-5419-3958)

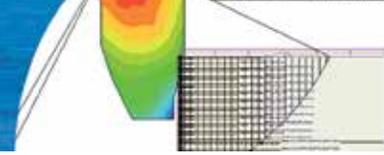
³ EMIN Sistemas Geotécnicos, Félix de Amesti 90, Las Condes, Región Metropolitana, Chile, amendez@emin.cl, pcarrillo@emin.cl

The 27th February 2010 earthquake in central and south of Chile was a very strong test for recently constructed geosynthetics reinforced soil wall solutions as bridge abutments. This 8.8 moment magnitude subduction earthquake caused severe damage to several traditional reinforced concrete walls for bridge abutments. However, no significant damage was found in relatively new geosynthetics reinforced solutions. For that reason, it is important to review the design and construction employed in these projects. To this end, a representative case located close to the epicentre is described and studied. Moreover, information is provided regarding the foundation soils, design and construction sequence of the geosynthetics reinforcement used for bridge abutments. The foundation soils were poor, corresponding mainly to marine and fluvial deposits close to the stream and mouth of the Andalién River. The analysis covers the verification of static and seismic external and internal stability. In addition, global static and seismic analyses are carried out. The methods used for the analyses are limit equilibrium and pseudo-static following recommendations of the FHWA. Results show that the design was adequate to cope with such a strong seismic event in terms of external and internal stability. Nevertheless, it was found that the inclusion of piles prevented a global seismic failure of the geogrid reinforced soil walls as bridge abutment. Final comments and remarks are presented related to design and construction which may explain the favourable performance of geosynthetics reinforced structures under this strong subduction earthquake.

Keywords: geogrid, reinforced soil wall, static and seismic stability, internal and external stability

El terremoto del 27 de febrero 2010 en Chile central y sur fue una prueba muy intensa para las soluciones con muro de suelo reforzado recientemente construidas como estribos de puente. Este terremoto de subducción de magnitud momento 8.8 causó graves daños a varios muros de hormigón armado tradicionales para estribos de puentes. Sin embargo, no se registró mayor daño en soluciones relativamente nuevas y reforzadas con geosintéticos. Por esta razón, es importante revisar el diseño y construcción empleada en estos proyectos. Para este fin, se describe y estudia un caso representativo ubicado próximo al epicentro. Además, se entrega información sobre los suelos de fundación, diseño y secuencia constructiva de los refuerzos de geosintéticos usados en los estribos de puente. Los suelos de fundación eran desfavorables, correspondiendo principalmente a depósitos fluviales y marinos próximos al cauce y desembocadura del río Andalién. El análisis incluye la verificación de la estabilidad estática y sísmica, tanto externa como interna. También se realizan análisis de estabilidad global estática y sísmica. Los métodos usados en los análisis son equilibrio límite y pseudo estático según las recomendaciones de FHWA. Resultados muestran que el diseño fue adecuado para soportar un evento sísmico tan fuerte en términos de estabilidad interna y externa. No obstante, se encontró que la presencia de pilotes prevenía una falla sísmica global del muro de suelo reforzado con geomallas como estribo de puente. Se realizan comentarios y observaciones finales relacionados con el diseño y construcción que podrían explicar la respuesta favorable de las estructuras reforzadas con geosintéticos sometidas a este fuerte terremoto de subducción.

Palabras clave: geomalla, muro de suelo reforzado, estabilidad estática y sísmica, estabilidad interna y externa



Introduction

The 27th February 2010 subduction earthquake in Central and South of Chile with a moment magnitude $M_w = 8.8$ was a very strong and long movement which affected an important percentage of the national motorway and railway infrastructure (e.g. Buckle *et al.*, 2012; Hube *et al.*, 2010; Ledezma *et al.*, 2012; Verdugo *et al.*, 2010). For instance, in the Romero overpass bridge built in 2001 and located in Paine, 40 km South of Santiago, structural and geotechnical related damages during this earthquake were reported. Despite the bridge was founded with 1.5 m diameter and 11 m up to 30 m deep piles due to poor subsoil resistance, it suffered significant abutment failure because the concrete retaining structure could not resist the lateral seismic loading (FHWA, 2011). Although the Chada overpass bridge, 10 km South East from Romero, did not fall down, the abutment was also severely damaged, mainly due to large embankment deformations behind the abutment made with an inclined gravity wall (FHWA, 2011; Hube *et al.*, 2010). No liquefaction was observed in these places.

On the other hand, Ruiz-Tagle and Villalobos (2011a) mention several bridges with abutments made of geogrid reinforced soil walls which withstood without problems the strong 27F earthquake, namely, Costanera Norte in Santiago, San Francisco de Mostazal in Rancagua, Bonilla roundabout in Concepción, Las Ballenas in Penco-Talcahuano Interportuaria motorway, North access in Chiguayante and Temuco.

The double track skewed railway bridge of San Francisco de Mostazal close to Rancagua built in 2001, has two HDPT uniaxial geogrid reinforced soil walls of 9 m maximum height with a façade made of modular concrete blocks (Figure 1a). This geogrid reinforced wall did not suffer noticeable displacement or deformation, however the bridge superstructure displaced around 5 to 10 cm probably due to the angle of skew. Another bridge 1 km away built using traditional reinforced concrete abutment suffered lateral displacements of around 1 m, despite not be a skewed bridge.

Four geogrid reinforced walls of the Bonilla Bridge in Concepción with 5 m maximum height are part of a roundabout which is a key point for traffic coming from and going to the North, East and South of the country. This

bridge was just being in use some days before the earthquake in February 2010 and with a programmed inauguration in March 2010. A special challenge was to cope with the low bearing capacity and compressibility of the foundation soil close to the Andalién River. To overcome this problem, 2 m deep of this silty soil was replaced by compacted sand. After the 27F earthquake, vertical displacement not larger than 5 cm occurred in the geogrid reinforced wall. These settlements caused a long gap to appear in between a row of blocks on the top of the wall. A fine crack of a couple of millimetres also appeared in the ornamental beam above on top of the wall (Figure 1b). However, the Bonilla Bridge did not suffer any damage and could be used without any problem after the earthquake.

In the overpass of Ruta 78 junction in Pajaritos Avenue in the way to Melipilla in Santiago, a 6 m high curved abutment of geogrid reinforced soil wall was built. The foundation soil was gravel and the fill material used was ignimbrite known locally as Pumacita. This volcanic material is light and therefore very good as fill since applies less lateral earth pressure, and has a relative high shear strength. This project did not suffer any visible damage and no displacement or movement was possible to record despite the curved geometry of the wall (Figure 1c).

There are other similar projects in Chiguayante, Santiago, Talca, San Bernardo, Concepción and Temuco, where geogrid reinforced soil walls were designed also for angles of internal friction of the reinforced fill between 37° and 42° and a maximum design acceleration between 0.3g and 0.4g, resulting in almost negligible damage too. The former acceleration is normally applied in projects in the country central valley (Santiago, Rancagua, Talca, etc.) and the latter in coastal areas (Constitución, Concepción, etc.).

There have been similar reported cases in other countries, for example by Tatsuoka *et al.* (1996, 1998), who were probably the first to report the favourable seismic behaviour of geogrid reinforced soil walls after the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake in Kobe, Japan. They reported several damages of different types of retaining walls, where old walls had the most serious damage, whilst gravity walls had low stability against the strong shaking and cantilever reinforced walls had a poor behaviour too. However, a geogrid reinforced soil retaining wall built

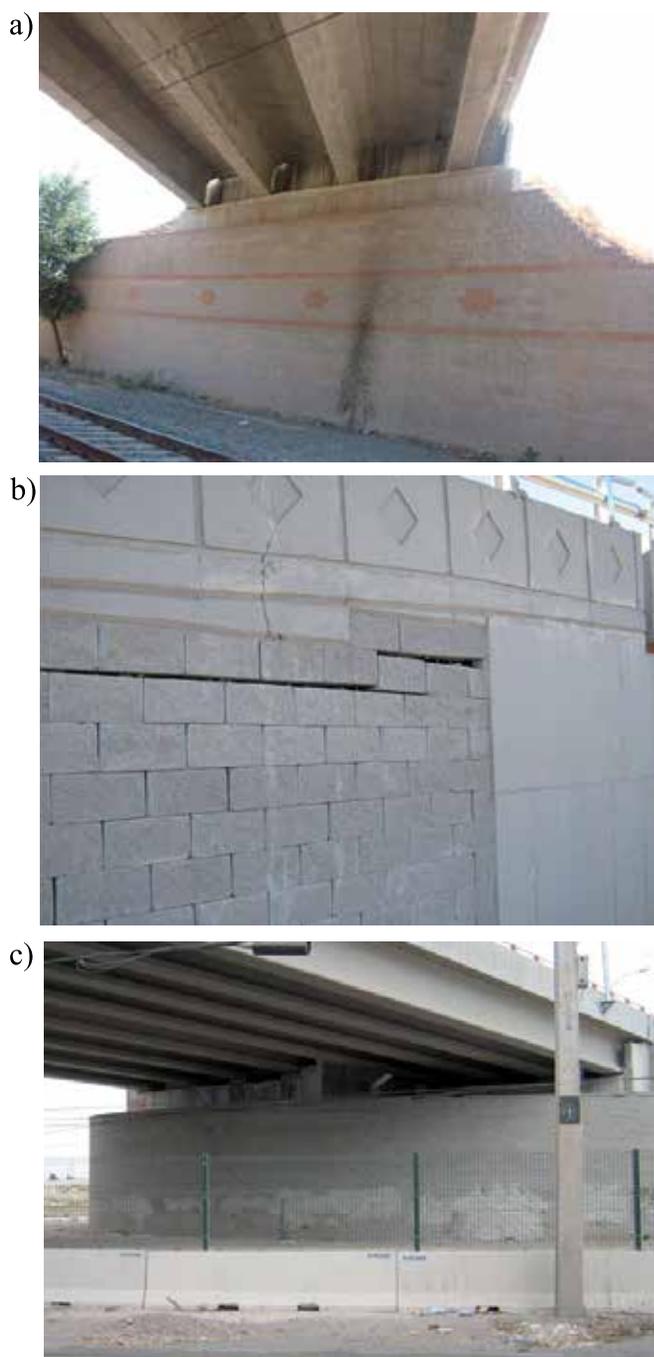
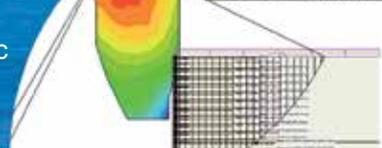


Figure 1: Pictures of geogrid reinforced soil walls after the 27F earthquake. a) No visible movement in bridge abutment wall in San Francisco de Mostazal, b) block vertical movement and fissures in Bonilla roundabout overpass and c) curved abutment in the overpass of Ruta 78 junction in Pajaritos Avenue without noticeable movement

in 1992 at Tanata performed successfully despite been located in one of the most severely shaken areas. They reported also other geogrid reinforced soil walls which performed satisfactorily. This led to the conclusion that this type of walls can be designed and built to resist strong

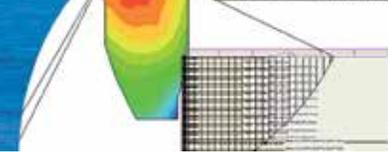
earthquakes with minimum disturbance. After the 1995 Japanese earthquake this type of wall was used to replace damaged walls in Japan. The reconstruction of several railway earth retaining structures in bridges after the 2011 Tohoku earthquake, have also employed the solution of geogrid reinforced soil walls (Koseki *et al.*, 2012).

This paper focuses on the static and seismic performance of a geogrid reinforced soil wall. This case is used as an example of a railway bridge's abutment built with geogrid reinforced soil walls which did not suffer major damage during the 27F earthquake.

Geogrid reinforced soil wall GRSW as bridge abutments

The 27F 2010 earthquake in Chile gave the opportunity to study the performance of this type of solution under a strong seismic event. Segmental block-faced geosynthetic reinforced soil for bridge abutments have previously demonstrated satisfactory performance and very high load carrying capacity in serviceability conditions, *i.e.* under no strong seismic events and mostly abroad, particularly in the USA (*e.g.* Abu-Hejleh *et al.*, 2000). This type of wall is easier to build and cheaper than other types of walls such as gravity or reinforced concrete cantilever retaining walls. It has also been recognised that GRSWs can improve bearing capacity when soft soils are encountered. This might even eliminate the option of deep foundations such as piles, which can have the advantage of reducing bridge bumps when entering or leaving a bridge (Helwany *et al.*, 2003). A rigid bridge abutment (reinforced concrete walls) founded on piles can induce differential settlements between the bridge and the approaching embankment causing bridge bumps. However, the use of piles is justified when there are soft soils or when scour can occur.

The GRSW solution represents a soil mass covered with segmental block facing that assist in the retaining structure construction. This facing apart from an ornamental role does not give much structural resistance. Therefore, a GRSW abutment behaves differently than that of a rigid abutment over a rigid foundation. In a GRSW abutment, the whole structure (reinforcement, block facing, fill) acts as one element which support the bridge, *i.e.* as a big foundation. This big foundation can reduce the large loads imposed by the bridge transferring the same load in a much wider



surface, hence diminishing stresses on the foundation soil. It is worth highlighting that there is not only a reduction of stresses transmitted to the subsoil reducing settlements too, but the settlements are share by the whole structure reducing differential settlements (Helwany *et al.*, 2003). This response as one element may explain the favourable seismic response.

Railway bridge Las Gaviotas

The 55° skewed bridge Las Gaviotas was built in 2003. It is located in the Interportuaria motorway joining Talcahuano and Penco and passes above the railway and an unpaved road between Concepción and Penco. Figures 2a and 2b show pictures taken just after the 2010 earthquake of the GRSWs of 44 m long at the base and 8 m high under the bridge.



Figure 2: a) View of the motorway bridge Las Gaviotas over railway and road and b) view of the geogrid reinforced soil wall abutment

Allowable stress design analysis of the GRSW wall

Static external stability

This project is almost on the coast therefore closer to the subduction trench between the Nazca and Continental

plates and around 100 km South from the 2010 earthquake epicentre in the town of Cobquecura. The foundation soil is poor, corresponding mainly to marine and fluvial deposits close to the stream and mouth of the Andalién River. Due to these deposits, piles were needed to increase the support of the bridge in addition to the GRSW. Four piles for each abutment were designed with 1 m diameter and 22.5 m depth. The geogrids were cut to leave room for the piles. Note that only the global seismic stability analysis (presented at the end), justifies the inclusion of piles. The external static stability was evaluated complying with force and moment equilibrium as shown in Figure 3. The following calculation procedure is based mainly on the recommendations of FHWA (2001) which adopt the allowable stress design ASD. Details of the calculations can be found in González (2015).

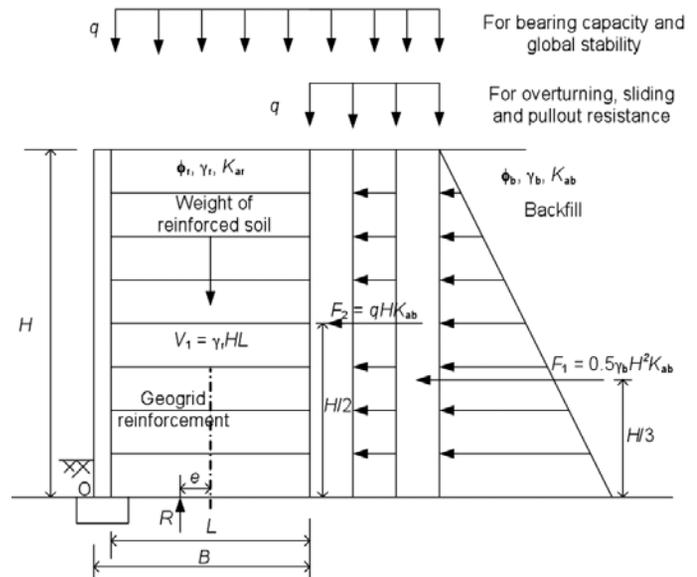
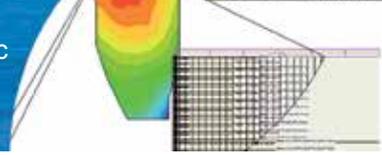


Figure 3: Static external force diagram of GRSW; e : eccentricity, R : resultant of vertical forces, q : overburden

An initial value of $L = 7$ m was adopted for the geogrid length and the wall height $H = 8$ m. It is worth pointing out that experimental and numerical results have shown that in presence of geogrids the distribution of the active lateral earth pressure reduces and forms an arch shaped distribution between geogrids in comparison with triangular distributions (e.g. Jacobs *et al.*, 2016; Ruiz-Tagle and Villalobos, 2011a, 2001b). However, the Rankine theory was adopted for simplicity to calculate the active lateral earth pressure forces F_1 and F_2 . For reinforced and backfill soil it was assumed the same angle of internal friction $\phi' = 37^\circ$ and the same unit weight $\gamma = 19.1$ kN/m³. Thus, the



resistant and overturning moment respect to O are:

$$\begin{aligned} M_R &= \frac{1}{2}(V_1 + q_{DL}L)L = 3911 \text{ kNm/m;} \\ M_O &= \frac{1}{3}F_1H + \frac{1}{2}F_2H = 555 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (1)$$

where V_1 is the weight of the reinforced soil, q_{DL} is a uniform dead load, F_1 and F_2 are active lateral earth forces. This results in an overturning factor of safety $FS_O = M_R/M_O = 6.8 > 2.0$. The sliding force $F_S = F_1 + F_2 = 152.6 + 36.6 = 189.2 \text{ kN/m}$ and the resistant force $F_R = (V_1 + q_{DL}L)\tan\phi = 842 \text{ kN/m}$ lead to a sliding factor of safety $FS_S = F_R/F_S = 4.5 > 1.5$.

The bearing capacity factor of safety $FS_B = q_u/\sigma_v$, assumes a Meyerhof stress distribution $\sigma_v = R/L'$, where $L' = L - 2e$, $e = L/2 - (M_R - M_O)/R$, and $R = V_1 + V_2 = 1072.6 + 128.8 = 1201 \text{ kN/m}$ is the vertical resultant force when V_2 corresponds to overburden loads such as traffic $q_{LL} = 12 \text{ kPa}$ and extra dead load $q_{DL} = 6.4 \text{ kPa}$. Then, the eccentricity $e = 0.71 < 1.17 (= L/6)$. Using Terzaghi's formulation with Vesic's N_γ factor (66.2 for $\phi' = 37^\circ$ and 22.4 for $\phi' = 30^\circ$), base width $B = L'$ and neglecting depth effects results in $q_u = 0.5L'\gamma N_\gamma = 3540 \text{ kPa}$ and $FS_B = 16$ for $\phi' = 37^\circ > 2.5$ and $q_u = 1198 \text{ kPa}$, $FS_B = 6 > 2.5$ for $\phi' = 30^\circ$ (for soft foundation soil).

Seismic external stability

The seismic external stability can be evaluated by means of a pseudo static method as shown schematically in Figure 4. The dynamic active horizontal force imposed by the earthquake P_{AE} is added to the static horizontal forces due to active lateral earth pressure imposed by the retained soil and overburden. In addition, the reinforced soil mass applies a horizontal inertial force $P_{IR} = mA_m$, where m is the mass of the active part of the reinforced soil section assumed with a base width of $0.5H$ and $A_m = (1.45 - A)A$ is the maximum horizontal acceleration in the GRSW and A is a free field maximum acceleration coefficient which in Concepción is assumed to be equal to 0.4g, value measured in the centre of Concepción in the 2010 earthquake (Boroschek *et al.*, 2010). Therefore, the horizontal seismic coefficient is $A_m = K_h = 0.42$. The vertical seismic coefficient is assumed $K_v = 0$. P_{AE} is evaluated using the pseudo static Mononobe-Okabe method, then $\theta = \tan^{-1}[K_h/(1 - K_v)] = 22.8^\circ$ and the seismic earth pressure coefficient $K_{AE} = 0.56$ and the

Coulomb static lateral earth pressure coefficient is $K_A = 0.249$ which results in $\Delta K_{AE} = K_{AE} - K_A = 0.315$ and the seismic increment in lateral load is $\Delta P_{AE} = 0.5\gamma H^2 \Delta K_{AE} = 193.4 \text{ kN/m}$. The 50% of ΔP_{AE} is then 96.7 kN/m and the inertial force $P_{IR} = mA_m = (0.5H)H\gamma A_m = 0.5\gamma H^2 A_m = 257.8 \text{ kN/m}$, where $0.5H$ is the assumed base width of the active mass of reinforced soil. The resistance force F_R is the same as in the static analysis, but in the sliding force F_S , the 50% of seismic increment $0.5\Delta P_{AE}$ and the inertial force P_{IR} are added to the static lateral earth pressures F_1 and F_2 . This results in a seismic factor of safety against sliding $FS_S = F_R/F_S = 842/543.6 = 1.55 > 1.13$. For the overturning stability, the resistance moment M_R is equal to the static case and in the overturning moment ΔP_{AE} and P_{IR} are included as follows: $M_O = F_1H/3 + (F_2 + P_{IR})H/2 + 0.5\Delta P_{AE} \cdot 0.6H = 2050 \text{ kNm/m}$, which results in an overturning factor of safety $FS_O = M_R/M_O = 3911/2050 = 1.9 > 1.5$.

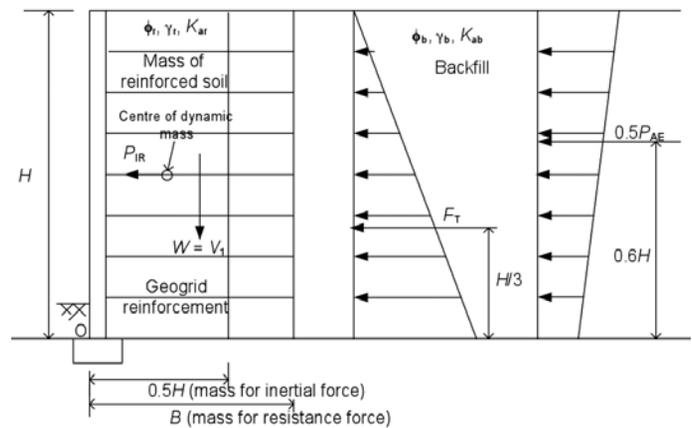
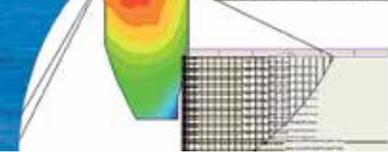


Figure 4: Seismic external force diagram for the GRSW stability

For the applied stress distribution and seismic bearing capacity calculations, the only difference with the static calculation is the eccentricity e restricted to $L/3$ rather than $L/6$. Thus $e = M_O/R$, hence $e = 2050/1201 = 1.7 \text{ m} < 2.33 \text{ m}$, where the base width $L' = L - 2e = 3.6 \text{ m} \rightarrow \sigma_v = R/L' = 1201/3.6 = 334 \text{ kPa}$. It is worth mentioning that from theoretical and numerical analyses, it can be found that the coefficients of bearing capacity reduce with the increase of the horizontal seismic coefficient K_h (e.g. Soubra, 1999). However, it was assumed for simplicity that the bearing capacity coefficients do not change for a seismic condition. Hence, $q_u = 0.5L'\gamma N_\gamma = 2213 \text{ kPa}$ and $FS_B = 6.6 > 1.88$ for $\phi' = 37^\circ$ and $q_u = 749 \text{ kPa}$, $FS_B = 2.2 > 1.88$ for $\phi' = 30^\circ$ (for soft foundation soil).



Figures 5a and 5b show the variation of the factor of safety against sliding FSs and overturning FSo with the free field maximum acceleration A and also with the angle of internal friction ϕ' (the same for reinforced, fill and foundation soil). It can be observed that factors of safety are above 1.0, except for FSs when $\phi' < 34^\circ$ and $A > 0.4g$. Therefore, according to these calculations overturning failure should not occur even for high values of accelerations and low values of angles of friction. However, sliding may occur in case of low angle of friction and high acceleration values.

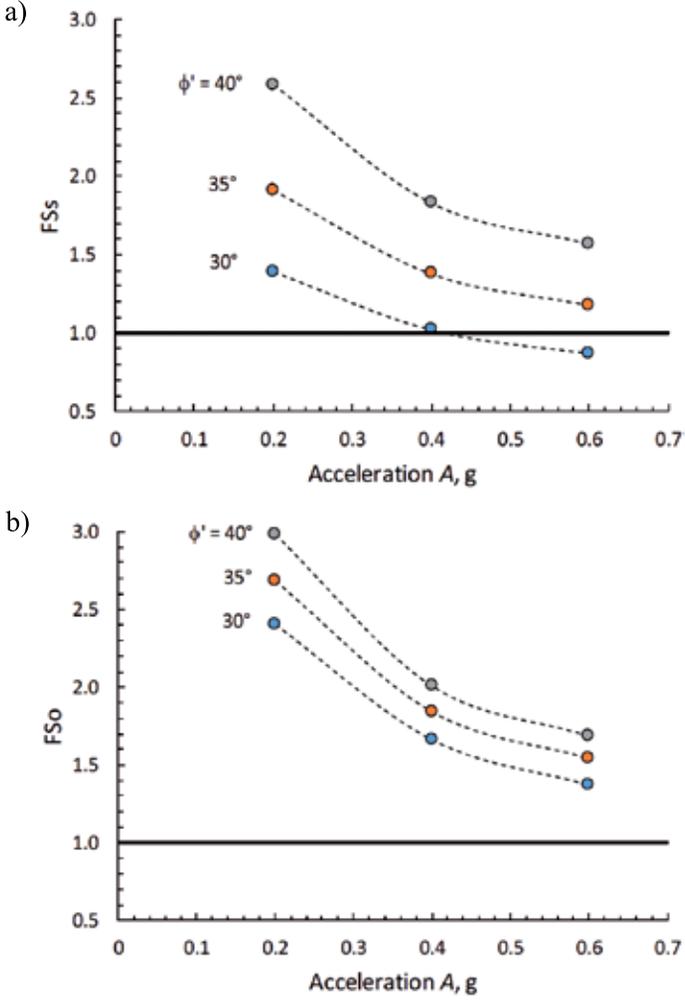


Figure 5: Variation of the factor of safety versus the acceleration and angle of friction a) against sliding and b) overturning

Static internal stability: tension resistance

Internal stability requires that each reinforcement layer resists a portion of the lateral earth pressure assumed over a tributary area S_v . Then geogrids have to be designed with enough allowable force to not break under tensile stresses. The maximum tension load in each geogrid due to the

horizontal stress can be determined by (FHWA, 2001):

$$T_{max} = \sigma_h S_v = \sigma_h V_i = K_a (\gamma d_i + q_{LL} + q_{DL}) V_i \tag{2}$$

where K_a is the Rankine lateral earth pressure coefficient, γ is the fill unit weight, $d_i = H - h_i$, where H is the wall height and h_i is the block height equal to 0.193 m, and S_v is the vertical spacing between geogrids which can be calculated by $V_i = 0.5(h_{i+1} - h_i) + 0.5(h_i - h_{i-1})$. Table 1 summarizes the results of T_{max} and the results of the factor of safety of tension resistance, or geogrid rupture, for each geogrid, where $FS = T_{all}/T_{max}$. The long-term design strength or allowable strength T_{all} can be estimated for each type of geogrid using the following expression:

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF_{cr} RF_{du} RF_{in}} R_c \tag{3}$$

where T_{ult} is the ultimate tensile strength per unit width, RF_{cr} is a reduction factor for creep of the geogrid normally between 2.0 and 3.0 (assumed 2.6), RF_{du} is a durability reduction factor for chemical and biological degradation normally between 1.0 and 1.5 (1.0 used) and RF_{in} is a reduction factor for damage caused by installation, normally between 1.05 and 1.4 (1.05 used). R_c is a coverage ratio factor equal to the geogrid width divided by the geogrid width plus the spacing between geogrids. For zero spacing $R_c = 1.0$ and for a 1.33 m geogrid width and 0.29 m of spacing $R_c = 0.82$. The values of T_{ult} can be determined in laboratory tests for each type of geogrid following for example ASTM D6637 (2015). Values for the reduction factors can be found in FHWA (2009). In general, geogrid manufacturers provide values of these parameters.

Pullout resistance

Stability against pullout of the geogrids is usually assessed through the required geogrid length. This is carried out using the geogrid length in the embedment or resistance zone L_e , where the geogrid is beyond the failure surface (active zone) and can effectively resist. A criterion based on the maximum reinforcement tension can be established as (FHWA, 2001):

$$L_e \geq \frac{FS_{po} T_{max}}{2C_i \tan \phi (\gamma d_i + q_{DL}) R_c \alpha} \geq 1 \text{ m} \tag{4}$$

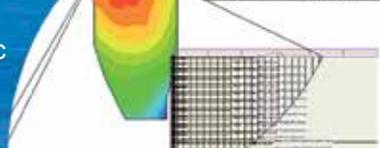


Table 1: Verification of each geogrid static tension resistance

No. layer	No. of blocks	h_i , m	d_i , m	V_i , m	T_{max} , kN/m	R_c	geogrid	T_{all} , kN/m	FS > 1.5
1	2	0.193	7.817	0.39	16.11	0.82	UX3	34.24	2.2
2	3	0.579	7.431	0.48	19.26	0.82	UX3	34.24	1.8
3	3	1.158	6.852	0.58	21.51	0.82	UX3	34.24	1.6
4	1	1.737	6.273	0.39	13.28	0.82	UX3	34.24	2.6
5	2	1.930	6.080	0.29	9.69	1.00	UX3	41.76	4.3
6	1	2.316	5.694	0.29	9.16	0.82	UX3	34.24	3.7
7	2	2.509	5.501	0.29	8.90	1.00	BX1	19.20	2.2
8	1	2.895	5.115	0.29	8.37	0.82	UX3	34.24	4.1
9	2	3.088	4.922	0.29	8.10	1.00	BX2	27.00	3.3
10	1	3.474	4.536	0.29	7.57	1.00	UX2	25.64	3.4
11	2	3.667	4.343	0.29	7.30	1.00	BX1	19.20	2.6
12	1	4.053	3.957	0.29	6.77	1.00	UX2	25.64	3.8
13	2	4.246	3.764	0.29	6.51	1.00	BX1	19.20	3.0
14	1	4.632	3.378	0.29	5.97	0.82	UX2	21.03	3.5
15	2	4.825	3.185	0.29	5.71	1.00	BX1	19.20	3.4
16	1	5.211	2.799	0.29	5.18	0.82	UX1	17.42	3.4
17	2	5.404	2.606	0.29	4.91	1.00	BX1	19.20	3.9
18	1	5.790	2.220	0.29	4.38	0.82	UX1	17.42	4.0
19	2	5.983	2.027	0.29	4.11	1.00	BX1	19.20	4.7
20	1	6.369	1.641	0.29	3.58	0.82	UX1	17.42	4.9
21	2	6.562	1.448	0.29	3.32	1.00	BX1	19.20	5.8
22	1	6.948	1.062	0.29	2.79	0.82	UX1	17.42	6.3
23	2	7.141	0.869	0.29	2.52	1.00	BX1	19.20	7.6
24	3	7.527	0.483	0.68	4.64	1.00	UX1	21.25	4.6

Note: BX1 used for the connection of blocks, they are not really intended to resist tension

where FS_{po} is the pullout factor of safety equal to 1.5, the number 2 corresponds to the reinforcement effective unit perimeter for sheets and because the edges are neglected it is 2 for strips and grids. C_i is a soil-geogrid interaction coefficient which should be measured in laboratory tests. It is assumed generally as 2/3 by FHWA (2009). Das (2012) proposes values of 0.75-0.8 for gravel and sandy gravel, 0.7-0.75 for well graded sand and gravelly sand and 0.55-0.6 for fine sand and silty sand. In this work values of $C_i = 0.75$ are adopted for UX1 and UX3 and 0.8 for the other geogrids (González, 2015). α is a scale effect correction factor applicable to highly extensible reinforcements, assumed here as 1.0, see FHWA (2009) for other cases. Table 2 shows that $L_c < 1$. Hence $L_c = 1.0$ m.

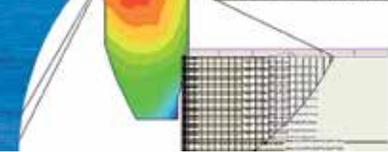
The geogrid length inside the active zone L_a comes from the wedge-shaped failure surface, thus,

$$L_a = (H-d_i)\tan(90-\psi) - (H-d_i)\tan\omega \quad (5)$$

Where $\psi = 45 + \phi/2 = 63.5^\circ$, is the angle of the failure surface and ω is the wall inclination angle, in this case $\omega =$

Table 2: Verification of each geogrid static length

No. layer	L_c , m	L_a , m	L_{Total} , m
1	0.157	0.10	1.10
2	0.197	0.29	1.29
3	0.237	0.58	1.58
4	0.159	0.87	1.87
5	0.098	0.96	1.96
6	0.121	1.15	2.15
7	0.099	1.25	2.25
8	0.122	1.44	2.44
9	0.100	1.54	2.54
10	0.108	1.73	2.73
11	0.102	1.83	2.83
12	0.109	2.02	3.02
13	0.103	2.12	3.12
14	0.136	2.31	3.31
15	0.105	2.41	3.41
16	0.140	2.60	3.60
17	0.109	2.69	3.69
18	0.145	2.89	3.89
19	0.113	2.98	3.98
20	0.153	3.18	4.18
21	0.121	3.27	4.27
22	0.169	3.46	4.46
23	0.136	3.56	4.56
24	0.394	3.75	4.75



0°. The total minimum length is then $L = L_e + L_a$, which for the bottom layer becomes 4.75 m.

Seismic internal stability: tension resistance and pullout

Tension resistance under seismic events can be assessed using the following expression of the factor of safety (FHWA, 2001):

$$FS = \frac{T_{ult} R_c}{T_{max} RF + T_{md} RF_{du} RF_{in}} \quad (6)$$

where

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt} = \frac{0.75FS RF T_{max}}{R_c} + \frac{0.75T_{md} FS RF_{du} RF_{in}}{R_c} \quad (7)$$

where 0.75FS reflects the reduction of the static factor of safety $FS = 1.5$ by 0.75, i.e. the seismic factor of safety is 1.125. RF is the combined strength reduction factor for potential long-term degradation caused by creep, chemical ageing and installation damage $RF = RF_{cr} RF_{du} RF_{in} = 2.73$ (1.05 for BX). T_{max} is the maximum static tension load in each geogrid due to the horizontal stress defined as before in (2) and T_{md} arises to incorporate the dynamic component of loading, although not including creep effects. The active wedge is assumed to generate an internal dynamic inertial force $P_I = A_m W_A$, where as before $A_m = K_h = 0.42$ is a seismic coefficient and W_A is the weight of the active zone, $P_I = 0.42 \cdot \frac{1}{2} \gamma H^2 [\tan(90 - \psi) - \tan \omega] = 128 \text{ kN/m}$. The dynamic increment induced by the inertial force in each reinforcement can be calculated as:

$$T_{md} = P_I \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^n L_{ei}} = P_I \frac{L - L_{ai}}{\sum_{i=1}^n (L - L_{ai})} \quad (8)$$

where $L = 7 \text{ m}$ is the design length and L_a is embedment length in the active zone, previously calculated for the static analysis. Table 3 shows results of L_{ei} from L_a values shown in Table 2, allowing the calculation of T_{md} and consequently, $T_{total} = T_{max} + T_{md}$ (T_{max} values are shown in Table 1). The required ultimate tensile resistance of the geogrids is $T_{ult} = S_{rs} + S_{rt}$, which when compared with the available T_{ult} given by each geogrid allows the calculation of the factor of safety $FS = T_{ult,available} / T_{ult,required}$. FS from (6) results in 1.125 which is the bottom line for FS, since the values shown in Table 3 are equal or larger than that.

The seismic pullout resistance T_{po} is determined by reducing the static friction coefficient $C_i \tan \phi$ by 20%.

$$T_{po} = \frac{1}{0.75FS_{po}} 0.8C_i \tan \phi (\gamma d_i + q_{DL}) L_e 2R_c \alpha \geq T_{total} \quad (9)$$

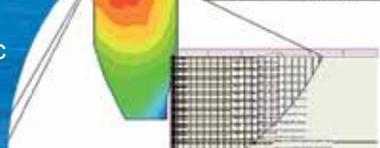
Table 3 shows that the values of T_{po} are much larger than T_{total} , therefore there is enough seismic pullout resistance for the design proposed.

Table 3: Seismic tension and pullout resistance by layer

No. layer	L_{ei} , m	T_{md} , kN/m	T_{total} , kN/m	S_{rs} , kN/m	S_{rt} , kN/m	$T_{ult}^{required}$, kN/m	$T_{ult}^{available}$, kN/m	FS	T_{po} , kN/m
1	6.90	7.45	23.57	60.35	10.74	71.09	114	1.6	757
2	6.71	7.25	26.50	72.13	10.44	82.57	114	1.4	701
3	6.42	6.93	28.45	80.58	9.99	90.57	114	1.3	621
4	6.13	6.62	19.90	49.74	9.54	59.28	114	1.9	545
5	6.04	6.52	16.21	29.77	7.70	37.47	114	3.0	635
6	5.85	6.31	15.47	34.32	9.09	43.41	114	2.6	474
7	5.75	6.21	15.10	10.01	6.98	16.99	19.2	1.1	550
8	5.56	6.00	14.37	31.33	8.64	39.97	114	2.9	407
9	5.46	5.90	14.00	9.11	6.63	15.74	19.2	1.2	471
10	5.27	5.69	13.26	23.25	6.72	29.97	70	2.3	395
11	5.17	5.58	12.89	8.22	6.28	14.50	19.2	1.3	397
12	4.98	5.38	12.15	20.80	6.35	27.15	70	2.6	329
13	4.88	5.27	11.78	7.32	5.93	13.25	19.2	1.5	328
14	4.69	5.06	11.04	22.38	7.30	29.68	70	2.4	220
15	4.59	4.96	10.67	6.42	5.58	12.00	19.2	1.6	265
16	4.40	4.75	9.93	19.39	6.85	26.24	58	2.2	174
17	4.31	4.65	9.56	5.53	5.23	10.76	19.2	1.8	208
18	4.11	4.44	8.82	16.41	6.40	22.81	58	2.5	133
19	4.02	4.34	8.45	4.63	4.88	9.51	19.2	2.0	156
20	3.82	4.13	7.71	13.42	5.95	19.37	58	3.0	95
21	3.73	4.03	7.34	3.73	4.53	8.26	19.2	2.3	109
22	3.54	3.82	6.60	10.44	5.50	15.94	58	3.6	62
23	3.44	3.71	6.23	2.84	4.18	7.02	19.2	2.7	68
24	3.25	3.51	8.15	14.26	4.14	18.40	58	3.2	41

LRFD methodologies

The previous analyses were based on the method of allowable stress design ASD, where uncertainty in applied loads and material resistance is incorporated in a factor of safety. Another method of analysis is the load and resistance factor design LRFD, which accounts for uncertainty in resistance and load using pre-established factors. This methodology has been adopted by FHWA (2009), where the design consists in applying limit states for different



cases of load and resistance combinations under static and seismic conditions. Load combinations include permanent and transient loads using minimum and maximum load factors, where the more critical combinations are selected. The LRFD methodology considers the evaluation of the external and internal stability analysis of MSE walls as in ASD analyses. The British norm BS 8006 (2010) is also based on the limit state philosophy, in particular the ultimate and service limit state, using partial factors. This methodology is very similar to that of the LRFD adopted by FHWA (2009), in respect to the increase of loads and reduction of resistance as well as using different load combinations. A comparison of these methods can be found in Galindo (2014). The following results based on FHWA (2009) and BS 8006 (2010) have been carried out using the software Geo5 (2015). Figure 6a shows results of the variation of the static factor of safety against sliding versus angle of friction comparing the three design methodologies. FHWA (2001) corresponds to the ASD design method explained before, FHWA (2009) is for the LRFD method under the most critical conditions and BS 8006 (2010) applies limit state analysis. It can be observed that although results are different, the trend is similar and factor of safety values are above 1. The same can be observed in Figures 6b and 6c for the static overturning and bearing capacity factors of safety. The lowest values of factor of safety are given by FHWA (2009).

The results of seismic factor of safety variation with the angle of friction are shown in Figures 7a, 7b and 7c. In general, it can be noticed that the values of factors of safety diminish, reaching values below 1.0 for sliding and bearing capacity when angles of frictions are below 32°. Although the three methods have different results, they provide almost the same trend and for angles of friction above 35°, they indicate that stability is reached with a factor of safety of at least 1.2.

Global stability analysis

The GRSW can be subjected to instability conditions from outside the reinforced structure that can pass through the GRSW. This problem is normally analysed using slope stability analysis tools. Figure 8 shows the results of a global static stability analysis considering the geogrids and soil properties. A Bishop method for the calculation of the

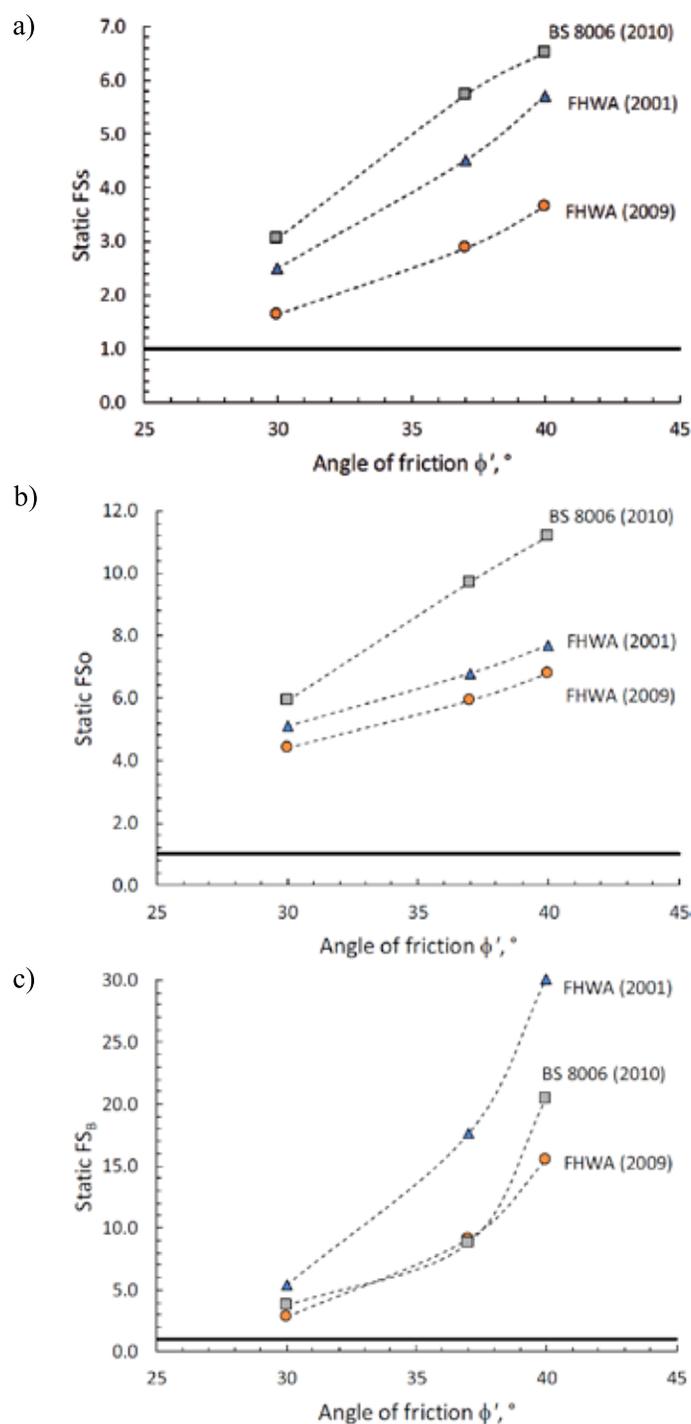


Figure 6: Variation of the static factor of safety with the angle of friction for different calculation methodologies, a) against sliding, b) overturning and c) bearing capacity

sliding factor of safety is adopted, where for the minimum global factor of safety of 1.64 the potential failure surface develops in the wall toe and moves upwards through the reinforcements.

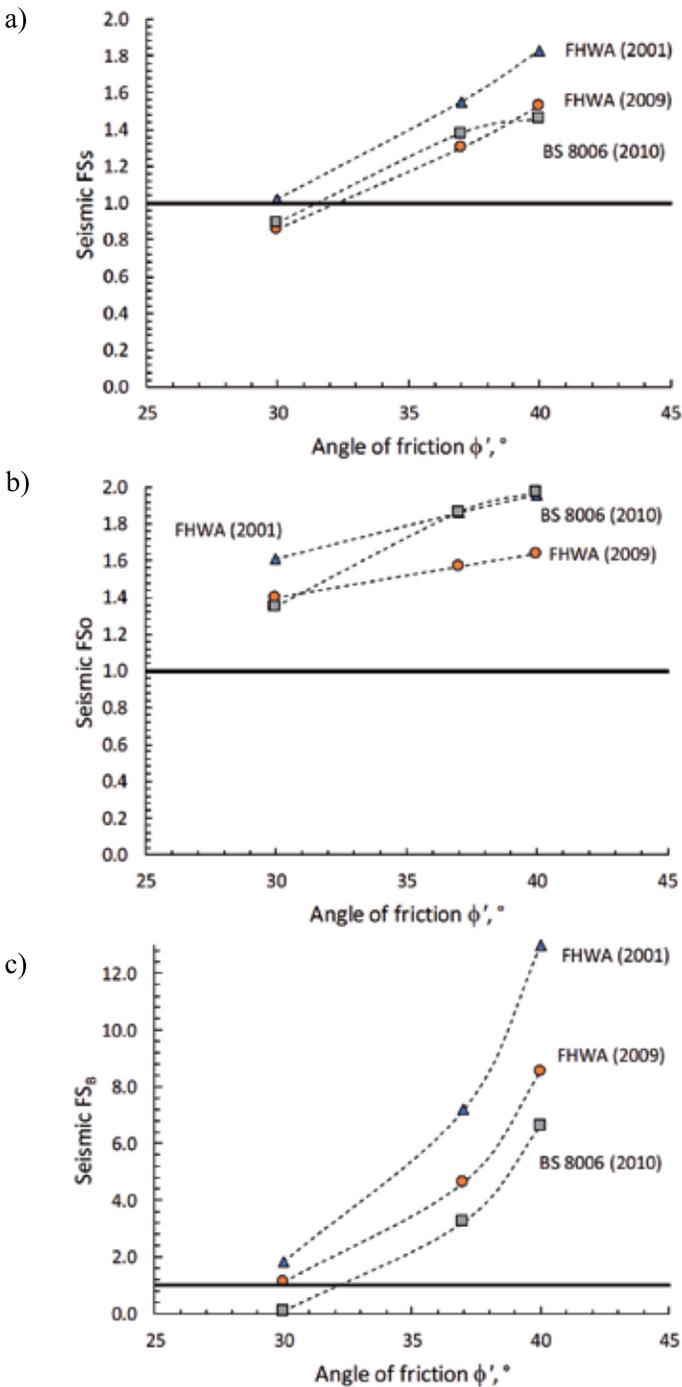


Figure 7: Variation of the seismic factor of safety with the angle of friction for different calculation methodologies, a) against sliding, b) overturning and c) bearing capacity

Figure 9 shows a pseudo-static analysis adopting $K_h = 0.42$, resulting in a factor of safety of 0.97. Since there was no noticeable damage in Las Gaviotas GRSW, let alone failure, a possible reason is that the analysis shown in Figure 9 does not include the piles which may have acted as an extra reinforcement. Other possible reason is that a

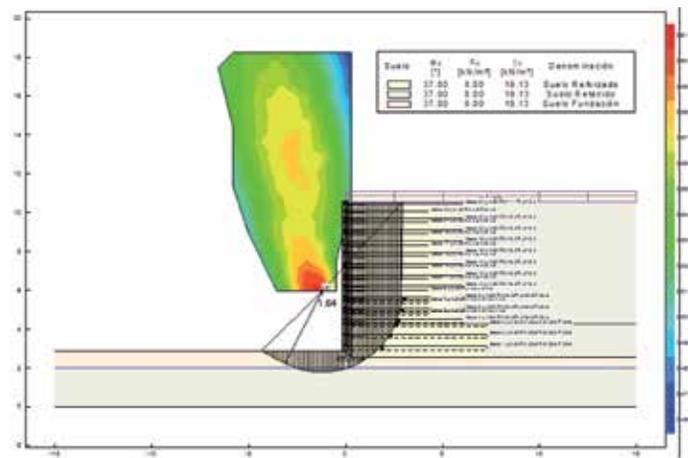


Figure 8: Static global stability analysis with software GGU (2015), $FS_G = 1.64$

ground maximum acceleration less than 0.42g occurred in the site. Other reason could be that the shear strength properties of the soil, specially the soil in contact with the geogrids and behind them, may have mobilized friction angle values higher than 37°. This latter explanation has been pointed out before as highly likely related to the favourable performance of GRSW in Japan (Tatsuoka *et al.*, 1998).

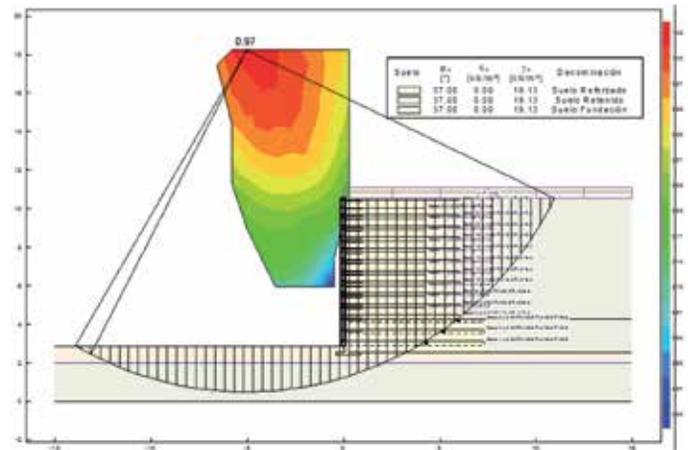
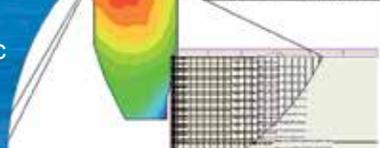


Figure 9: Pseudo-static global stability analysis with software GGU (2015), $FS_G = 0.97$

Final comments

This work presented a back-calculation of a geogrid reinforced soil wall GRSW designed as abutment for Las Gaviotas Bridge after the occurrence in 2010 of the 8.8 moment magnitude earthquake in Concepción, Chile. This structure did not suffer any noticeable damage during the earthquake. The calculation procedures are mainly based on the allowable stress design ASD approach by FHWA



(2001) recommendations. The results of this re-assessment shows that static and seismic stability comply with external and internal stability. Other calculation procedures were also performed for Las Gaviotas Bridge case such as the load and resistance factor design LRFD adopted by FHWA (2009) and the limit state method also with load factors and load combinations adopted by BS 8006 (2010). Although, some differences in the results were found compared with those obtained using the ASD approach, in general, they also comply with external and external and static and seismic stability. It was found that instability problems can appear in case of maximum accelerations larger than 0.4g and soil angles of frictions below 34°. A factor of safety below 1.0 was also found in the seismic global stability analysis for a horizontal acceleration of 0.42g and angle of friction of 37°. This situation led to the decision of including piles for the improvement of the abutment and bridge seismic global stability. Further research is needed to include arch effects in the calculation of lateral active earth pressure between geogrids as well as using seismic bearing capacity coefficients. Moreover, it would be important to evaluate displacements numerically and experimentally in field tests or ideally monitoring real GRSWs.

References

Abu-Hejleh, N., Wang, T. and Zornberg, J.G. (2000). Performance of geosynthetic-reinforced walls supporting bridge and approaching roadway structures. In *Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems Using Geosynthetics*, ASCE, 218-243

ASTM D6637 (2015). Standard test method for determining tensile properties of geogrids by the single or multi-rib tensile method. West Conshohocken, PA, USA

Boroschek, R.L., Soto, P. and Leon, R. (2010). Maule Region Earthquake, 27 February 2010, Mw 8.8. National Accelerometer Network. Report 10/08, University of Chile

BS 8006 (2010). Code of practice for strengthened/reinforced soil and other fills. British Standard Institution, Milton Keynes, UK

Buckle, I., Hube, M., Chen, G., Yen, W.H. and Arias, J. (2012). Structural performance of bridges in the offshore Maule earthquake of 27 February 2010. *Earthquake Spectra* **28**(1), 533-552

Das, B.M. (2012). Retaining walls. Handbook of Geosynthetic Engineering. Geosynthetics and their applications. Edited by Shukla,

S.K. Second edition. Thomas Telford

FHWA (2011). Postearthquake reconnaissance report on transportation infrastructure impact of the February 27, 2010, offshore Maule Earthquake in Chile. Federal Highway Administration USA. Publication No. FHWA-HRT-11-030

FHWA (2009). Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. Federal Highway Administration USA. Publication No. FHWA-NHI-10-024

FHWA (2001). Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines. Federal Highway Administration USA. Publication No. FHWA-HRT-00-043

Galindo, A. (2014). Actualidad del diseño de muros de suelo reforzado, análisis comparativo entre FHWA NHI-10-024 (EEUU), BS-8006 (Gran Bretaña) y EBGEO 2010 (Alemania). *Ingeniería Civil* **175**, 115-124

Geo5 (2015). MSE wall. Verification of mechanically stabilized earth walls and segmental retaining walls reinforced by geogrids. Fine civil engineering software. Praha, Czech Republic

GGU Stability (2015). Slope stability analysis and analysis of soil nailing and reinforced earth walls. GGU GmbH, CivilServe

González, M.D. (2015). *Design and construction of retaining structures reinforced by geogrids for bridge abutments*. Civil Engineer degree project, Catholic University of Concepción, Chile (in Spanish)

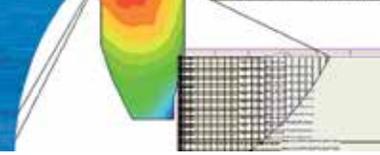
Helwany, S.M., Wu, J.T. and Froessl, B. (2003). GRS bridge abutments—an effective means to alleviate bridge approach settlement. *Geotextiles and Geomembranes* **21**(3), 177-196

Hube, M., Santa María, H. and Villalobos, F. (2010). Preliminary analysis of the seismic response of bridges during the Chilean 27 February 2010 earthquake. *Obras y Proyectos* **8**, 48-57

Jacobs, F., Ruiken, A. and Ziegler, M. (2016). Investigation of kinematic behavior and earth pressure development of geogrid reinforced soil walls. *Transportation Geotechnics* **8**, 57-68.

Koseki, J., Koda, M., Matsuo, S., Takasaki, H. and Fujiwara, T. (2012). Damage to railway earth structures and foundations caused by the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake. *Soils and Foundations* **52**(5), 872-889

Ledezma, C., Hutchinson, T., Ashford, S.A., Moss, R., Arduino, P., Bray, J.D., Olson, S., Hashash, Y.M., Verdugo, R., Frost, D. and



Kayen, R. (2012). Effects of ground failure on bridges, roads, and railroads. *Earthquake Spectra* **28**(1), 119-143

Ruiz-Tagle, L. and Villalobos, F. (2011a). Experimental study of the lateral earth pressure on retaining structures in soils reinforced with geogrids. *Revista Ingeniería de Construcción* **26**(3), 299-320

Ruiz-Tagle, L. and Villalobos, F. (2011b). Estudio experimental y numérico del desplazamiento y rotación de suelo reforzado con geomallas bajo empuje activo. *Obras y Proyectos* **9**, 59-65

Soubra, A.H. (1999). Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **125**, No. 1, 59-68

Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M., Munaf, Y. and Horii, K. (1998). Seismic stability against high seismic loads of geosynthetic-reinforced soil retaining structures. *6th International Conference on Geosynthetics*, Atlanta, USA, R.K. Rowe ed., vol. 1, 103-142

Tatsuoka, F., Tateyama, M. and Koseki, J. (1996). Performance of soil retaining walls for railway embankments. *Soils and Foundations* **36**, 311-324

Verdugo, R., Villalobos, F., Yasuda, S., Konagai, K., Sugano, T., Okamura, M., Tobita, T. and Torres, A. (2010). Description and analysis of geotechnical aspects associated to the large 2010 Chile earthquake. *Obras y Proyectos* **8**, 25-36



Estudio experimental del efecto de la excitación basal y grado de saturación en las presiones de poros bajo una presa de tierra

Experimental study of the basal excitation and saturation degree effect on the pore pressure underneath an earth dam

Fecha de entrega: 20 de abril 2017

Fecha de aceptación: 24 de agosto 2018

Mario Pastén¹ e Iván Salazar²

¹ FCA Ingeniería, Borgoño 934, Oficina 503, Edificio las Empresas, Antofagasta, Chile, mpasten@fcaingenieria.cl

² Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Avda. Angamos 0610, Antofagasta, Chile, isalazar@ucn.cl

Se investiga la variación de las presiones de poros y el grado de saturación en régimen transiente bajo una presa de tierra cuando dicha estructura es sometida a excitaciones dinámicas basales. Se construye un modelo físico en el laboratorio de una presa de tierra a escala reducida (1:200). Se utilizan rangos de frecuencias de 3 a 10 Hz, dirección vertical y horizontal, y funciones seno, coseno y triangulares para representar la excitación dinámica basal de la estructura. El control del proceso experimental es llevado a cabo con el registro continuo de las presiones de poros, junto con un balance hídrico general que permite controlar tanto la capacidad de infiltración del sistema como el almacenamiento interno de agua y caudal de salida. Se obtienen resultados de presión de poros que reflejan la magnitud de la oscilación piezométrica. Se encontró que las presiones de poros presentan mayores valores para un alto grado de saturación del medio y para bajas frecuencias de excitación. Además, se asocian cambios permanentes de la presión de poros debido a sobrecargas y succiones producidas en la interfaz presa-suelo de fundación, como consecuencia de las excitaciones basales impuestas.

Palabras clave: presa de tierra, presiones de poro, grado de saturación, frecuencia de excitación, flujo subterráneo

The pore pressure variation and the degree of saturation in a transient regime under an earth dam structure containing liquid are investigated, when subjected to basal dynamic excitations. A scaled physical model (1:200) of an earth dam is built. Frequency ranges between 3 and 10 Hz, in the vertical and the horizontal direction are used. Sine, cosine and triangular functions are used to represent the basal excitation of the structure. The experimental control process is carried out with the continuous measurement of the pore pressure along with a general hydrological balance, which allows controlling not only the infiltration capacity of the system but also the internal storage of water and effluent flow. Results of pore pressure represent piezometric level magnitudes. It was found that larger pore pressure values occur with the increase of the medium degree of saturation and low excitation frequencies. Also permanent changes in pore pressure due to surcharges and suction produced in the dam-foundation soil interface are observed, as a consequence of the imposed ground excitations.

Keywords: earth dam, pore pressure, degree of saturation, excitation frequency, seepage

Introducción

El estudio del proceso de infiltración en las obras de contención de líquidos como presas de tierra y presas de relaves ha cobrado importancia en los últimos años debido a que tales obras son de gran magnitud y pueden verse sometidas a fuertes cargas cíclicas. Por lo general, en el caso de presas de relaves, los estudios experimentales se realizan a través de ensayos puntuales, metodologías bajo condiciones ideales y acotado a un número de ensayos (e.g. Valenzuela, 2016; Valenzuela *et al.*, 2016).

Si bien es cierto la literatura asociada a la infiltración en medios porosos es bien extensa y profunda en cuanto a metodologías y análisis matemático, existe una escasez de información experimental y más aún al incorporar una componente dinámica al proceso de infiltración, la cual matemáticamente es difícil de relacionar. No obstante, existen estudios asociados a otros escenarios similares como la relación entre eventos dinámicos en zonas de falla tectónica y flujos subterráneos, especialmente hidrotermales. Sibson *et al.* (1975) estudia un proceso de la

interacción entre tensiones tanto de rotura como tectónicas del medio y las presiones de poros, al cual denomina como bombeo sísmico. Dicho proceso consta de 3 fases como efectos de la concentración de tensiones tectónicas (Figura 1):

- 1) Inicio de la dilatación mediante grietas, originando una caída de presión P a causa de la nueva porosidad producida, generando un aumento de la resistencia a la rotura del suelo τ_f
- 2) Relleno de grietas con el fluido de tal forma que las presiones de poros aumentan y a su vez disminuye la tensión de rotura.
- 3) Caída de la tensión tectónica t a través del evento sísmico, que genera un relajo de las grietas y el fluido migra a la dirección aliviadora de la presión.

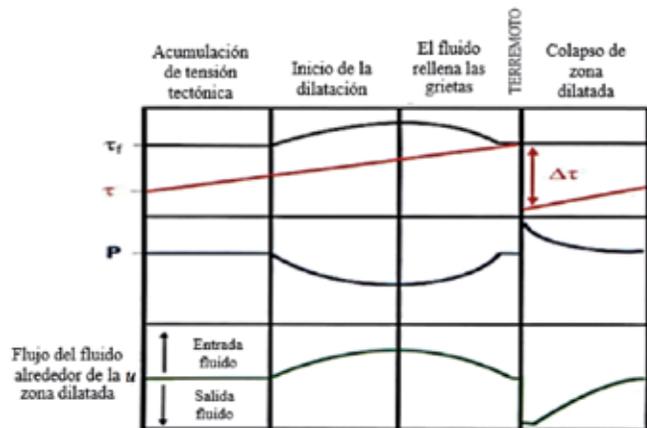


Figura 1: Esquema de interacción entre tensiones tectónicas τ y de rotura del suelo τ_f y presiones de poros u de los fluidos contenidos (Martínez, 2010)

Siguiendo los antecedentes de flujos hidrotermales, Shibata y Akita (2001) enfocan un estudio a erupciones volcánicas, específicamente a la variación de las presiones de poros antes, durante y después de la erupción del volcán Usu en Japón, aunque a nivel regional. Este estudio constata el decaimiento de las presiones de poros previas al momento de la erupción. Se destaca el hecho que a medida que se acerca al día de la erupción, la tasa de decaimiento va en aumento hasta caer bruscamente 2 mca (metros de columna de agua), el día del evento. Por otro lado, otros autores asocian la influencia de determinadas magnitudes sísmicas en la generación de oscilaciones piezométricas. Roeloffs (1998) establece que existe una mayor sensibilidad en las

variaciones piezométricas cuando las magnitudes sísmicas son iguales o mayores a $0.69 + 2.45 \log D$, en la cual D es la distancia desde un sondaje al hipocentro en km. Por otra parte, Rojctazer y Wolf (1989) apuntan a un aumento de permeabilidad del medio y cambio en los caudales de la fuente, tras el sismo de Loma Prieta, EE.UU. Koizumi *et al.* (1996) presentan un caso similar al de los autores anteriores, con variación de presiones post sísmicas y cambios de flujos en Hyogo-Ken Nanbu, Japón.

Las oscilaciones piezométricas se manifiestan de varias formas. Kissin *et al.* (1996) presentan casos de variación de presiones como las mostradas en la Figura 2. Por ejemplo, las variaciones con retorno al nivel inicial (Figura 2-A), otras con descensos bruscos y sin retorno (Figura 2-B), variaciones progresivas (Figuras 2-C, D, E) y oscilaciones instantáneas (Figura 2-F). Kissin *et al.* (1996) establecen que estas variaciones son respuestas frente a tensiones extensivas y compresivas o movimientos a lo largo de la falla y también consideran que el retorno de algunas oscilaciones al nivel inicial es asociado a la elasticidad del terreno.

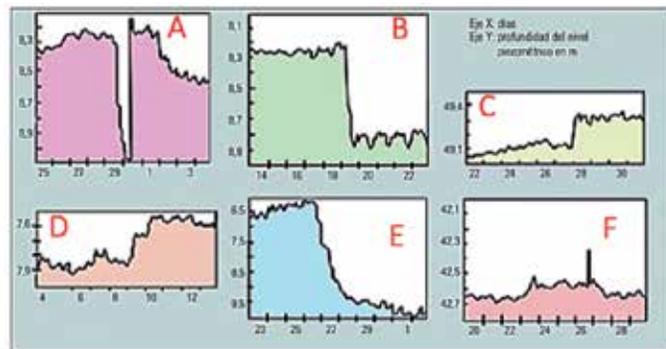


Figura 2: Tipos de variaciones de presión ante fallas activas (Martínez, 2010)

Este trabajo surge producto de la alta sismicidad que existe en Chile, donde las presas de tierra y de relaves se han visto enfrentadas a eventos sísmicos significativos (*e.g.* Campaña *et al.*, 2010; Figueroa *et al.*, 2017). Por lo tanto, es necesario estudiar los posibles efectos de la actividad sísmica en los fenómenos de escurrimiento que afecten la estabilidad de la presa. Este artículo presenta el diseño y construcción de un modelo experimental a escala de una presa y resultados preliminares de presiones de poros bajo la presa como consecuencia de la imposición de diversos tipos de excitaciones basales.

Diseño y construcción del modelo experimental

El modelo experimental mostrado en la Figura 3, se basa en un sistema de flujo bidireccional que simula la infiltración en una presa de relaves. Dicho modelo consta de un muro de taludes 2.5:1 (H:V), construido con la fracción gruesa del material de relave. El modelo a escala posee un núcleo de hormigón que otorga rigidez a la presa. Cabe hacer notar que la construcción de núcleos impermeables se realiza por lo general en presas de tierra para impermeabilizar y así reducir el flujo de agua a través de la presa. Sin embargo, en presas de relaves no es común el uso de núcleos impermeabilizantes o rigidizantes. En la zona del agua embalsada fue colocada una capa de lamas (fracción fina del relave) en forma espesada de acuerdo al proceso constructivo (e.g. Valenzuela, 2016). La estructura se apoya sobre un suelo base de 15 cm de espesor, correspondiente a una arena mal gradada con poca cantidad de finos. La altura de agua detrás de la presa se mantiene constante durante el ensayo.

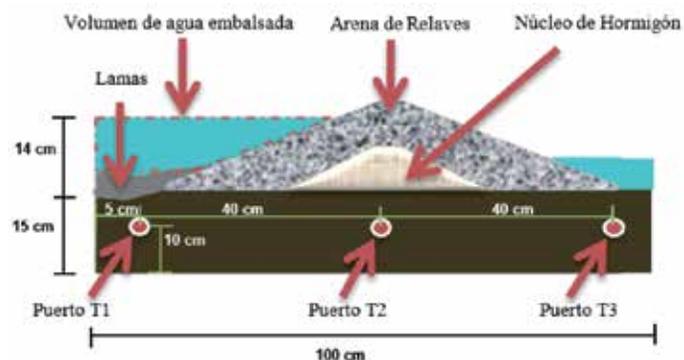


Figura 3: Esquema de elementos y dimensiones del modelo experimental (Pastén, 2016)

Para determinar el gradiente hidráulico y detectar la transición entre la zona saturada y no saturada, se colocaron transductores de presión de poros a lo largo de la presa, en dirección del flujo subterráneo, tal como se indica en la Figura 3 como Puerto 1, 2 y 3 y que también se muestra en la Figura 4a.

Para la generación del movimiento dinámico basal fue utilizada la plataforma vibradora MOOG 62F2000E mostrada en la Figura 4b. Este equipo está constituido por una plataforma rígida de acero y cubierta de madera. Cuenta con pistones hidráulicos que permiten activar 6 grados de libertad de movimientos, desplazamientos en los 3 ejes

ortogonales y los respectivos giros a los ejes mencionados. El sistema es operado a través de una interfaz externa, en el cual se elige o se crea la función deseada y se envía al computador interno de la plataforma a través del software SmartFTP. Para mayores antecedentes sobre este equipo consultar Pastén (2016).



Figura 4: a) Modelo físico mostrando transductores de presión localizados al costado del tranque y b) plataforma MOOG 62F2000E

Medición de volúmenes de agua y presiones de poros

En la Figura 5 se presenta un diagrama de flujo de la rutina experimental para las mediciones. El proceso de infiltración queda controlado a través de un balance hídrico generado por la interacción entre el volumen infiltrado y el volumen de agua drenada aguas debajo de la presa. Las presiones de poros registradas en los transductores son recopiladas a través de *dataloggers* con entrada USB, los cuales se configuran mediante el software Easylog USB versión 5.53 para establecer los intervalos de tiempo de registro, límites de presiones máximas y mínimas y los tiempos de entrada y salida.

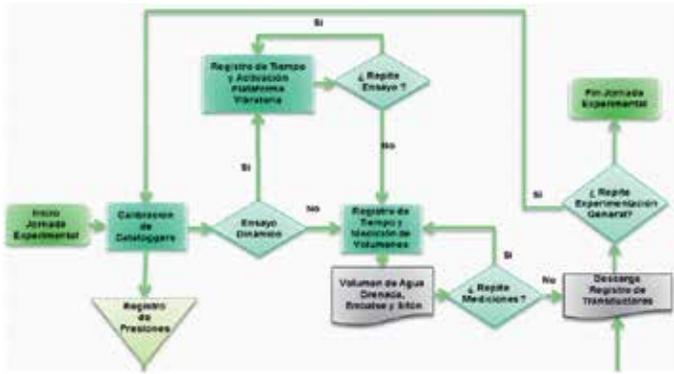


Figura 5: Diagramas de flujo de la rutina experimental

Operación de plataforma vibradora

Las funciones de excitación se pueden crear por medio de una rutina implementada en el equipo, por ejemplo, funciones sinusoidales y triangulares. Estas funciones sólo necesitan 2 parámetros para ser creadas en la rutina, estas son la frecuencia y amplitud de desplazamiento. La relación de los parámetros enunciados anteriormente y la aceleración del modelo queda estipulada bajo la siguiente expresión:

$$a = \Delta_{desp} \omega^2 \tag{1}$$

donde a [LT^{-2}] es la aceleración producto de la excitación en la base, Δ_{desp} [L] es el desplazamiento de la base y ω [T^{-1}] la frecuencia de la excitación. Se utilizaron las funciones clásicas seno, coseno y triangulares incorporadas en la mesa vibradora. Además, se utilizaron rangos de frecuencias de 3 a 10 Hz tanto en la dirección vertical como en la horizontal. Lo anterior se escogió para que la mesa vibradora se moviera en forma continua y no discreta y así simulara un movimiento dinámico continuo en la base. Las funciones utilizadas se indican en la Tabla 1 y la Figura 6 muestra la ventana de ingreso de funciones de excitación consideradas en una rutina.

Resultado de ensayo estático

Para la calibración del modelo experimental se muestran en la Figura 7 los resultados obtenidos de las mediciones para un periodo de 3 días ($2.6 \cdot 10^5$ s). La Figura 7a muestra la variación de las presiones de poros medidas en los tres puntos bajo la presa para los 3 días y la Figura 7b muestra los resultados en las primeras 2 horas.

Tabla 1: Funciones de excitación en el modelo (perturbaciones)

Nombre función	Dirección desplazamiento	Función	Amplitud desplazamiento Δ_{desp} , mm/pulg	Frecuencia ω , Hz
f606	→	sen	1.6/0.061	8
f607	→	sen	1.0/0.039	10
f608	↑	sen	1.6/0.061	8
f609	↑	sen	1.0/0.039	10
f610	→	sen	2.0/0.080	7
f612	↑	sen	2.0/0.080	7
f615	x → z↑	sen/cos	2.0/0.080	7
f620	→	sen	11.0/0.435	3
f621	↑	sen	11.0/0.435	3
f622	↑	sen	4.0/0.157	5
f628	→	triangular	10.0/0.394	5
f630	→	sen	2.3/0.092	8
f631	→	sen	2.0/0.080	10
f632	→	triangular	2.0/0.080	4
f633	↑	triangular	2.0/0.080	4
f637	↑	triangular	2.2/0.085	8
f640	→	triangular	2.0/0.080	8

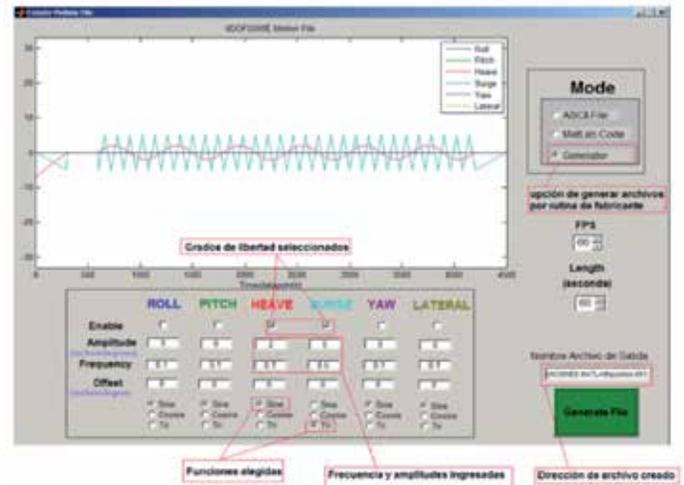


Figura 6: Tipo e ingreso de funciones de excitación consideradas en rutina

Modelo numérico de calibración

El modelo numérico es generado en base a antecedentes obtenidos de los ensayos de suelos realizados a las muestras utilizadas, complementados con datos obtenidos de la literatura en función de la clasificación del suelo resultante, como se indica en la Figura 8 y Tabla 2. Los valores de la Tabla 2 buscan ser representativos del suelo de fundación, arena de relave y lamas y corresponden a

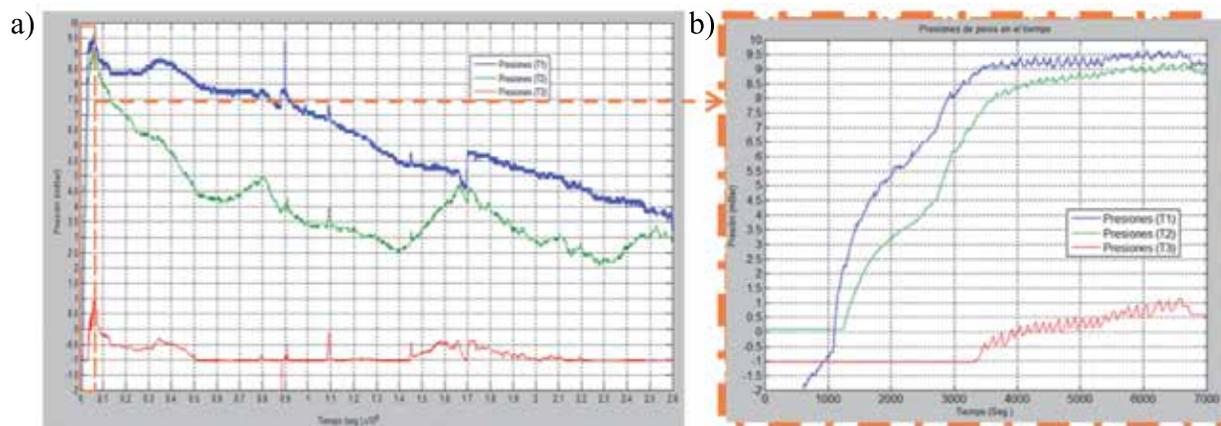


Figura 7: a) Presiones de poros para un periodo de 3 días, sin excitaciones en la base y b) acercamiento para los primeros 7000 s

los adoptados en el modelo físico ensayado. Inicialmente los suelos en estudio no están saturados, esto es, donde se mide la presión de poros. Por lo tanto, existen condiciones parcialmente saturadas al comienzo, las cuales tienden a la saturación con el tiempo. Este fenómeno se denomina avance de un frente de saturación y su modelación numérica es más compleja que la abordada en este trabajo (e.g. Sinaba *et al.*, 2013). El análisis del efecto de la matriz de succión de los suelos es un tema de investigación a realizar a futuro.

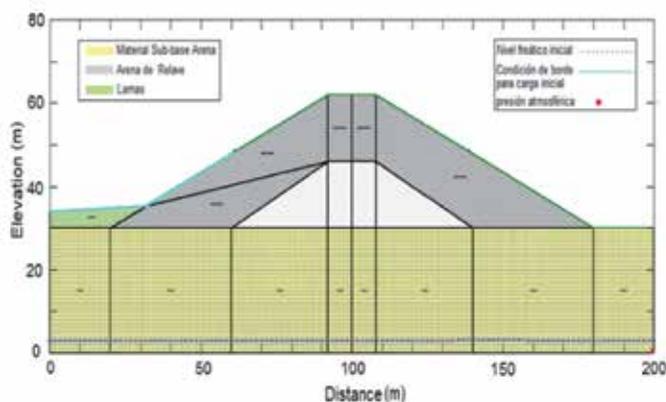


Figura 8: Esquema del modelo numérico

Tabla 2: Datos de entrada de los suelos, conductividad hidráulica saturada k , porosidad total n y contenido de humedad residual w_r

Suelo	k , m/s	n , %	w_r , %
Arena de fundación SP con poco fino	$3.5 \cdot 10^{-5}$	35	12
Arena de relave	$3.5 \cdot 10^{-6}$	35	25
Lamas	$2.0 \cdot 10^{-7}$	45	35

Resultados de simulación

La simulación numérica se realizó para un periodo de 83 días, desarrollada en 2000 pasos de 3600 s cada uno, utilizando el programa SEEP/W (2012). El resultado del análisis entrega las presiones de poros para cada puerto de medición en función del tiempo. La Figura 9a muestra que las curvas de presiones de poros tienden a ascender con el tiempo en el puerto 1 y 2, mientras que al pie del talud aguas abajo la presión de poros no aumenta con el tiempo. El ascenso las presiones de poros ocurre con tasas que van disminuyendo con el paso del tiempo, hasta tomar valores constantes, y desfasadas de acuerdo a cada tiempo que demora saturar cada puerto de medición.

Por otro lado, la Figura 9b muestra la variación con el tiempo del caudal en la interfaz agua embalsada y estrato de lamas; mostrando una curva decreciente, alcanzando un valor constante del orden de $1 \text{ m}^3/\text{h}$. La variación del caudal y posterior estabilización en $1 \text{ m}^3/\text{h}$ se debe a que, si bien es cierto la altura detrás de la presa es constante, la altura del agua delante de la presa varía y por ello hay una disminución del gradiente hidráulico que hace disminuir el caudal. Se aprecia que hay cierta similitud entre las presiones de poros obtenidas a través de la simulación numérica y las experimentales en cuanto al tipo de curva inicial (ver Figura 7b). No obstante, existe un efecto de escala temporal para la razón de cambio de las presiones de poros, el cual se calibra mediante un ajuste cinemático. Sin embargo, hay que destacar que, al analizar magnitudes y tiempo de las oscilaciones obtenidas experimentalmente, se debe escalar al tiempo real.

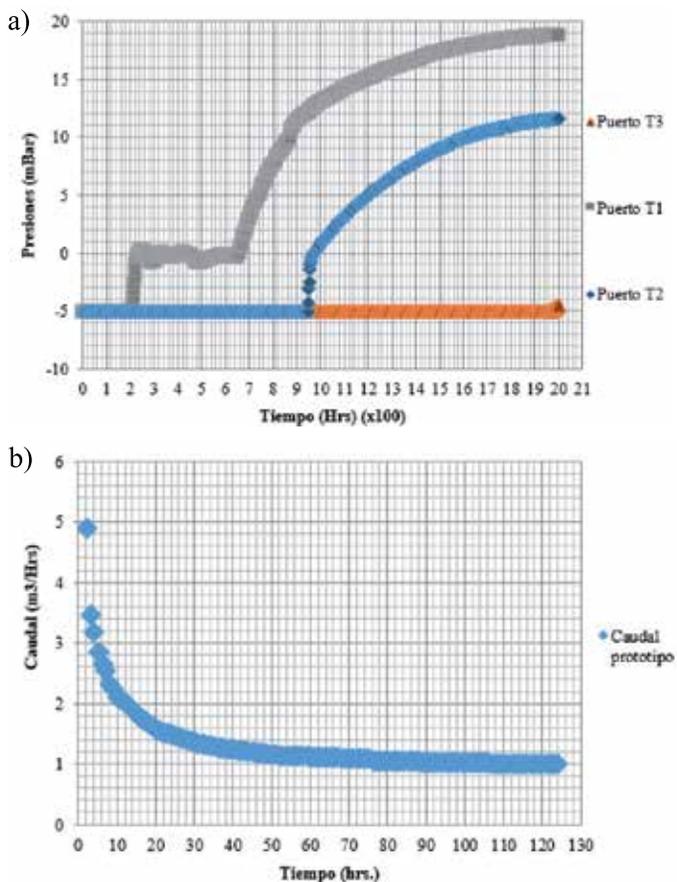


Figura 9: a) Respuesta de las presiones de poros y b) caudal infiltrante versus tiempo tras simulación

Se aprecia que hay cierta similitud entre las presiones de poros obtenidas a través de la simulación numérica y las experimentales en cuanto al tipo de curva inicial (ver Figura 7b). No obstante, existe un efecto de escala temporal para la razón de cambio de las presiones de poros, el cual se calibra mediante un ajuste cinemático. Sin embargo, hay que destacar que, al analizar magnitudes y tiempo de las

oscilaciones obtenidas experimentalmente, se debe escalar al tiempo real.

Resultado de ensayo dinámico

Se realizaron variados ensayos en base a las funciones presentadas en la Tabla 1, los cuales se hicieron en forma alternadas e incluso aleatoriamente en otros casos. Se presentan los casos de análisis más destacables del periodo 1 y 2, donde se aprecian ciertas singularidades en el gradiente hidráulico y tendencias de las presiones de poros frente a determinados parámetros.

Singularidades en la distribución de presiones

Periodo 1, mes de junio

En la Figura 10a se observa que frente a las perturbaciones f609 y f608 se presenta un cambio significativo y progresivo en la variación de las presiones de poros. Se produce un ascenso de las presiones de poros en el puerto T3, llegando a superar las presiones del puerto T2 y alcanzando a las presiones del puerto T1 al final de la jornada. En la Figura 10b se observa que inicialmente, previo a los ensayos, la presión de poros en T3 son las máximas de los 3 puertos y nuevamente T2 sigue siendo la mínima. La primera excitación f607, provoca un descenso casi brusco de las presiones, pero con retorno; luego frente a la perturbación f606, las presiones en T1 aumentan considerablemente y en forma progresiva. También se destaca dentro del mismo gráfico otro aumento de presiones de poros entre los 6000 y 8000 s, provocado por la función f607. Finalmente, en el gráfico de la Figura 10c, se aprecia una diferencia de

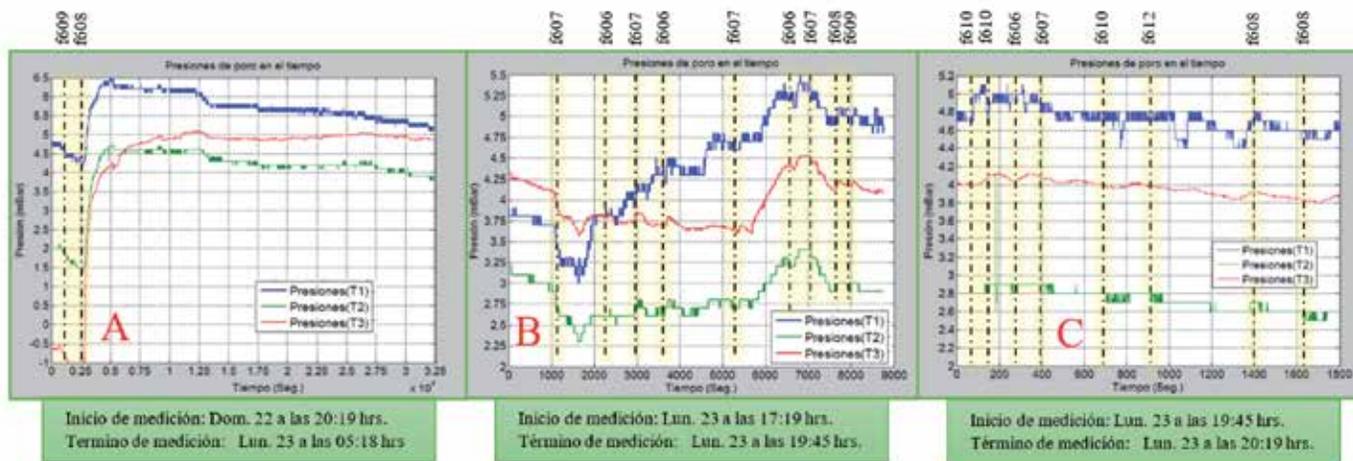


Figura 10: Comportamiento espacial-temporal de las presiones de poro para el mes de junio

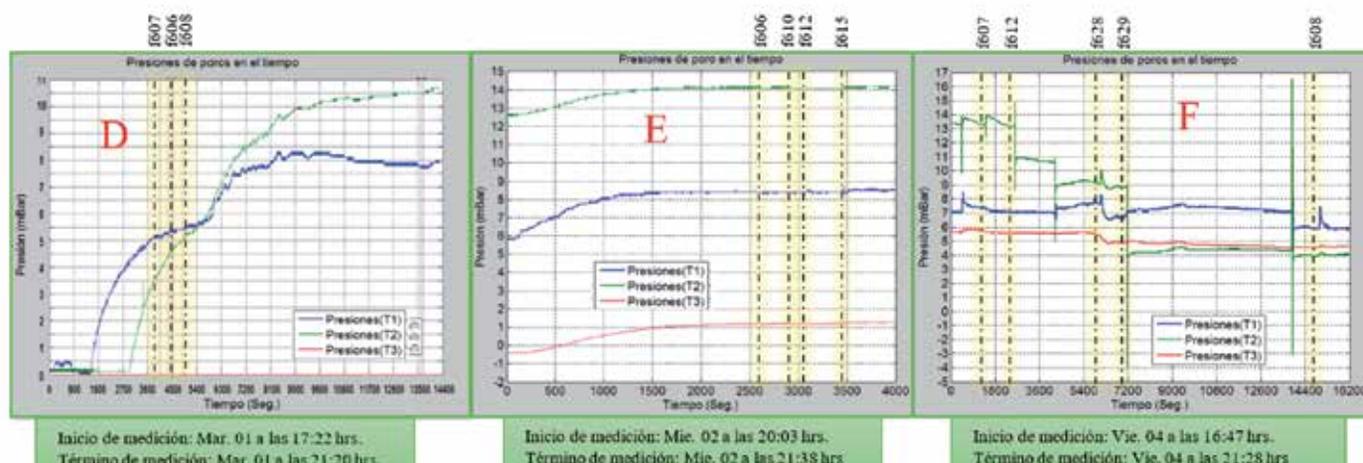


Figura 11: Comportamiento espacial temporal de las presiones de poro para el mes de julio

presiones de poros casi constante entre los 3 puertos y las presiones en el puerto 2, aún no han superado a las del puerto 3. Se destacan lagunas de oscilaciones instantáneas con retorno, especialmente en las presiones del puerto T1, mas no se observan otros cambios mayores.

Periodo 2, mes de julio

A diferencia del mes anterior, este periodo presenta un incremento de presiones en el puerto central T2. Analizando el gráfico de la Figura 11d; tras ejecutar las excitaciones f607, f606 y f608, se observa un ascenso de las presiones de poros en T2, superando a las del puerto T1 a los 5900 s. Siguiendo cronológicamente con el gráfico de la Figura 11e, se aprecia que las presiones en T2 superan en magnitud a T1 y T2. Además, a partir de los 2000 s no hay variación temporal de las presiones de poros y se establecen los máximos valores para cada puerto T1, T2 y T3; esto es 8.5, 14 y 1.1 mbar, respectivamente. Las perturbaciones en este caso no muestran oscilaciones relevantes. El gráfico de la Figura 11f presenta oscilaciones instantáneas, específicamente caídas de presión de poros en el puerto T2. Otro fenómeno importante a destacar en el puerto T2, es que, a los 7200 s, pasa de tener las mayores presiones de poros en el sistema, a tener nuevamente las mínimas como en el mes de junio.

Variables influyentes en las magnitudes de oscilaciones piezométricas

Las variaciones de las presiones de poros se pueden clasificar como variaciones tipo A como se muestra

esquemáticamente en la Figura 12a. Esta variación corresponde a las respuestas de oscilaciones piezométricas que ocurren en forma instantánea a los ensayos tipo pulsaciones, las cuales solo manifiestan incrementos o decrementos locales sin alterar más allá el curso de las presiones en el tiempo. Las variaciones tipo B mostrada en la Figura 12b representan a oscilaciones progresivas en el tiempo, las cuales a diferencia del anterior no se manifiestan como pulsos o *peaks*. Finalmente, variaciones tipo C mostradas en la Figura 12c, se refieren a cambios bruscos y permanentes en las presiones en el tiempo dentro del periodo de ensayo.

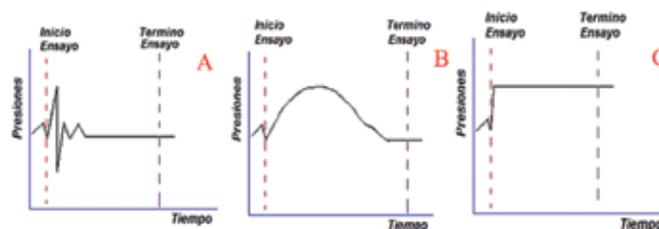


Figura 12: Esquema de variaciones de presiones, a) tipo A, b) tipo B y c) tipo C

Las variables influyentes que se eligen para el análisis de las oscilaciones piezométricas y que aparecen en la Tabla 2, son las siguientes:

- Grado de saturación de todo el medio
- Amplitud de desplazamiento
- Posición del transductor (puertos T1, T2 y T3)
- Tiempo transcurrido de análisis
- Tipo de oscilación (A, B o C)

Tabla 2: Variación de presiones de poros según amplitud de desplazamiento, tiempo transcurrido, posición de puerto, tipo de oscilación y grado de saturación inicial para el mes de julio

Amplitud (pulg.)	Variación de presiones (mBar)										Grado de Saturación (%)
	Tiempo	Variación Tipo A			Variación Tipo B			Variación Tipo C			
		Puerto T1	Puerto T2	Puerto T3	Puerto T1	Puerto T2	Puerto T3	Puerto T1	Puerto T2	Puerto T3	
0,039	0.7	0.1	0.1	0	0	0	0	0.1	0.1	0	37,08
	0.7	0.1	0.1	0	0	0	0	0.1	0.1	0	37,21
	21.9	0.1	0	0	0	0	0	0.1	0	0	65,13
	22.0	0.1	0	0	0	0	0	0	0	0	65,21
	46.6	0.1	0.2	0.05	0	0	0.05	0	0.1	0	73,75
	47.3	0.1	0.1	0	0	0	0	0.1	0.1	0.1	73,71
	69.3	0.1	0.5	0.05	0	0.75	0	0.6	0	0.2	66,87
	69.5	0.1	0.1	0.1	0	0	0.1	0	0.25	0	66,81
	95.0	0.1	0	0.05	0.1	0.1	0	0.1	0	0	49,20
	95.1	0.1	0.1	0	0.1	0.1	0	0	0	0	49,17
0,0611	0.8	0.1	0.1	0	0	0	0	0.1	0.1	0	37,27
	0.9	0.1	0.1	0	0	0	0	0.1	0.1	0	37,49
	1.4	0.1	0	0	0	0	0	0.1	0.1	0	38,36
	1.4	0.1	0.1	0	0	0	0	0.1	0.1	0	38,43
	21.9	0.1	0	0	0	0	0.2	0	0.1	0	65,17
0,0787	24.3	0.1	0.1	0.02	0	0	0.1	0	0	0	66,92
	46.7	0.1	0.1	0.05	0	0	0	0	0	0	73,75
	69.6	0.1	0.1	0.05	0.2	0.1	0.1	0	0.5	0	66,76
	95.1	0.1	0.1	0	0.1	0.1	0.1	0	0.1	0	49,13
	95.1	0.1	0.1	0.1	1	0.25	0.2	0	0	0	49,12
	95.3	0.1	0.2	0	0	0.15	0	0	0.05	0.1	48,98
0,08	95.5	0.1	0.1	0	0	0	0.1	0	0	0	48,79
	95.6	0.05	0.1	0.05	0.05	0.1	0	0.1	0	0.1	48,75
	24.9	0.1	0.1	0.02	0	0	0.05	0	0	0	67,38
	25.0	0.1	0.1	0.02	0	0	0.05	0	0	0.05	67,42
0,0917	26.8	0.8	0.1	0.05	0.2	0	0	0.1	0	0.05	67,99
	46.8	0.1	0.1	0.05	0	0.1	0.1	0.5	0.5	0.5	73,74
	69.6	0.5	4	0.1	0	0	0.1	0.5	2	0	66,71
0,1365	95.2	0.1	0	0.1	0.1	0	0.05	0	0	0	49,05
	47.2	0.1	0.1	0.05	0.1	0	0.05	0.3	0.2	0.25	73,72
0,3937	47.4	0.1	0	0.02	0.1	0	0.1	0	0	0	73,71
	94.6	0	0	0	0.8	1	0	1.5	1.2	0.5	49,54
	94.7	0.1	0.1	0.1	0.4	0.3	0.15	0	0	0	49,50
	94.7	0.1	0.1	0.1	0.2	0	0.1	0	0	0	49,45
0,4348	94.9	0.2	12	0.1	0.5	0	0.1	0	5	0.5	49,31
	46.9	0.1	0.6	0.02	0	0	0	0.8	1	2.6	73,74
	47.1	0.1	0.1	0.05	0.1	0	0.1	0	0	0	73,73
47.1	0.1	0.1	0.02	0.2	0	0	0	0.5	1	73,72	

De los 2 periodos de ensayos, se elige el periodo 2 para discusión debido a que presenta mayores números de funciones empleadas, implicando un mejor seguimiento a la tendencia de las variaciones de presión. En la Tabla 2 aparecen enmarcadas tres partes, de las cuales se puede destacar que:

- 1) Se puede observar una mayor manifestación de oscilaciones de presiones de poro (en rojo), a medida que va aumentando la amplitud, que equivale decir a medida que la frecuencia va bajando.
- 2) A bajo grado de saturación, no hay manifestación alguna de presiones de poros para ningún tipo de oscilación.

- 3) Hay predominancia de oscilaciones tipo C, lo que equivale a decir que no tiene implicancia el hecho que las perturbaciones en la base sean cíclicas y armónicas. Por lo tanto, no habría que esperar variaciones cíclicas de las presiones de poros.

Comentarios finales

El caso de mayor discusión corresponde al incremento y descenso de presiones de poros tras los ensayos dinámicos. Este fenómeno se manifiesta esencialmente en el puerto central de medición de presiones T2 el cual presenta 2 situaciones diferentes para cada periodo de ensayo. Descenso de presiones en el puerto T2 para el periodo 1 y aumento de presiones en el puerto T2 para el periodo 2.

Se puede afirmar que un descenso de presiones de poros en la zona central del tranque (puerto T2) ocurre cuando se genera succión (presiones de poros muy bajas o incluso negativas) por la oscilación del muro del tranque sobre la interfaz suelo de fundación – estructura. Esta interfaz puede encontrarse saturada mediante una lámina de agua que conecta la estructura y el subsuelo por efecto de tensión superficial. De ser así, la lámina puede generar succión al momento de la excitación dinámica, debido a que en esa interfaz todo vacío está ocupado tanto por agua como por aire. Por otra parte, en el periodo 2 ocurre el caso contrario al periodo anterior, a causa de que, en esta ocasión, la presión en el puerto T2 aumenta, lo cual era mucho más esperable y fácil de deducir que el primer caso. Este caso se puede justificar con el hecho de que las excitaciones basales aceleran el tranque de igual modo que en el primer caso, pero esta vez se transmite una sobrecarga la cual comprime al subsuelo, generando un aumento de las presiones de poros. Esto ha sido previamente mencionado por Custodio y Llamas (2001), refiriéndose a oscilaciones rápidas no periódicas, las cuales aluden a sobrecargas externas en un terreno. A modo de ejemplo, Custodio y Llamas (2001) mencionan la medición de presiones de poros en una vía férrea, en donde el tiempo de duración del incremento de presiones, es el mismo que el tiempo de estacionamiento del tren. Finalmente, se puede concluir que existe una relación entre la saturación del medio poroso y la respuesta de oscilaciones piezométricas. También hay una tendencia a que mayores amplitudes, lo que equivale a decir a menores frecuencias, tienden a incrementar la variación de las presiones de poros. Dentro de lo observado en la experimentación, destacan que estas bajas frecuencias generaban mayores ondas en el agua debido a que el modelo se desplazaba más, lo cual podría inferirse sólo como aproximación, que estas ondas también podrían transmitir sobrepresiones directas en proporción a sus amplitudes.

Referencias

Campaña, J., Valenzuela, L. and Bard, E. (2010). Seismic response of the Convento Viejo earth dam during the February 27th 2010 Chile earthquake. *Obras y Proyectos* **8**, 37-46

Custodio, E. y Llamas, M.R. (2001). *Hidrología subterránea*. Segunda edición, vol. I, ediciones Omega, Barcelona

Figuroa, A., Solans, D., Gonzalez, C. y Campaña, J. (2017). Comportamiento sísmico de presas de relaves construidas aguas abajo y línea central. *Obras y Proyectos* **21**, 30-37

Kissin, I.G., Belikov, V.M. and Ishankuliev, G.A. (1996). Short-term groundwater level variations in a seismic region as an indicator of the geodynamic regime. *Tectonophysics* **265**(3-4), 313-326

Koizumi, N., Kano, Y., Kitagawa, Y., Sato, T., Takahashi, M., Nishimura, S. and Nishida, R. (1996). Groundwater anomalies associated with the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake. *Journal of Physics of the Earth* **44**(4), 373-380

Martínez, M. (2010). Influencias de los eventos sísmicos en las aguas subterráneas. *Tierra y Tecnología* **37**, 3-10

Pastén, M. (2016). *Estudio experimental de la infiltración en un tranque de relaves sometido a una excitación dinámica basal*. Tesis de título de Ingeniero Civil, Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile

Roeloffs, E.A. (1998). Persistent water level changes in a well near Parkfield, California, due to local and distant earthquakes. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* **103**(B1), 869-889

Rojstaczer, S. and Wolf, S. (1991). Hydrologic changes associated with the earthquake in The San Lorenzo and Pescadero drainage basins. Open file report 91-567, US Geological Survey, Menlo Park, California, 51-64

SEEP/W (2012). Seepage modeling with SEEP/W. An engineering methodology. July 2012 Edition. GEO-SLOPE International Ltd. Calgary, Canada

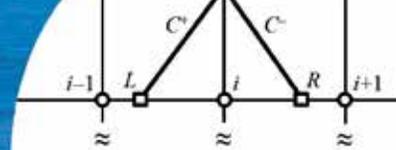
Shibata, T. and Akita, F. (2001). Precursory changes in well water level prior to the March, 2000 eruption of Usu Volcano, Japan. *Geophysical Research Letters* **28**(9), 1799-1802

Sibson, R.H., Moore, J.M.M. and Rankin, A.H. (1975). Seismic pumping - a hydrothermal fluid transport mechanism. *Journal of the Geological Society* **131**(6), 653-659

Sinaba, B., Becker, B., Klauder, W., Salazar, I. and Schüttrumpf, H. (2013). On the proceeding of a saturation front under ponded conditions. *Obras y Proyectos* **13**, 31-39

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., Campaña, J., Bard, E. and Figuroa, A. (2016). High sand tailings dams: main challenges. *Obras y Proyectos* **20**, 17-29



Transient flow analysis using the method of characteristics MOC with five-point interpolation scheme

Análisis del flujo transiente usando el método de las características con esquema de interpolación de cinco puntos

Fecha de entrega: 25 de agosto 2017
Fecha de aceptación: 21 de agosto 2018

John Twyman

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

An original 2nd-order Method of Characteristics (MOC) which works with a five-point interpolating scheme valid for solving the hyperbolic and quasi-linear partial differential equations that describe the transient flow phenomenon in pipelines is shown. The results obtained by both MOC 2nd-order and exact solution (MOC 1st-order) are compared. It is shown that MOC 2nd-order allows obtain near-to-exact results within a wide range of Courant numbers.

Keywords: artificial viscosity, Courant number, method of characteristics 2nd-order, water hammer

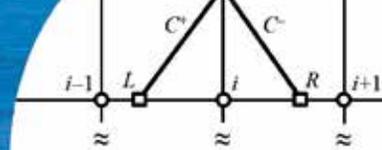
Se muestra una versión original del Método de las Características (MC) de 2^{do} orden que trabaja con un esquema de interpolación de cinco puntos, válido para resolver las ecuaciones diferenciales parciales hiperbólicas y cuasi-lineales que describen el fenómeno del flujo transiente en redes de tuberías. Se comparan los resultados obtenidos por el MC 2^{do} orden y la solución exacta (MC 1^{er} orden). Se demuestra que el MC 2^{do} orden permite obtener resultados cercanos a los exactos dentro de una amplia gama de números de Courant.

Palabras clave: viscosidad artificial, número de Courant, método de las características 2^{do} orden, golpe de ariete

Introduction

Water hammer is a hydraulic phenomenon that it appears in pipe networks when flow is affected by some disturbance that it alters the flow velocity, such as the valve opening or closure, the relief devices failure, the pump start-up or shutdown, etc. Pressure fluctuations can cause serious damage in piping and hydraulic devices, which it can result in accidents and other consequences such as costs increase associated with water supply and water quality. For this reason, in transient flow analysis it is very important to know about the pressure waves and about the prevention or minimization of their undesirable effects. Wave analysis is a vital task that it must be included in the water supply systems design to ensure their safety and reliability in emergency conditions, and also to detect obstructions, defects, leaks (losses) and pipe wall damages (Duan *et al.*, 2014). Ignoring the water hammer effects may lead to erroneous pipe wall thickness' dimensioning during the design stage. Transient flow phenomenon is difficult to understand intuitively, although the current computers

have allowed its automatic calculation -by means of numerical schemes- in systems with different complexity levels. The Method of Characteristics (MOC) has been widely used for transient analysis (Chaudhry and Hussaini, 1985; Chaudhry, 2013), where the equations governing the phenomenon are transformed into ordinary differential equations that can be solved through characteristic lines using finite-difference approximations. For numerical stability reasons, the Courant number (C_n) must always be less than or equal to 1.0; $C_n = a\Delta t/\Delta x$, where a is the wave speed, Δt the time step and $\Delta x = L_p/N$ is the reach length with L_p the pipe length and N the number of reaches. 1st-order methods yield satisfactory results when the friction factor is small and $C_n = 1.0$. In systems transporting highly viscous liquids or in systems with small diameter pipes, the simulation may become unstable even with $C_n < 1.0$. On the other hand, the interpolations to be applied whenever solved using the MOC with $C_n < 1.0$ tend to soften wave fronts, and disturbances due to flow changes travel at a greater speed than the correct one (Chaudhry and Hussaini, 1985),



being necessary to apply alternative methodologies to overcome these disadvantages. Trikha (1975) recommends using different time steps for each pipe in order to obtain $C_n = 1.0$. Despite its advantages, this methodology requires interpolating at the pipe boundary nodes, which it is an error source when modelling complex boundary conditions. Wiggert and Sundquist (1977) propose an interpolation algorithm in the space (x) axis, which it has been widely used in water hammer programs because of its efficiency and ease of programming. Holly and Preissman (1977) present a more complex formulation based on a 4th-order two-point method that is significantly more accurate than other higher-order methods using interpolations based on the four or five-point calculation. Goldberg and Wylie (1983) present two interpolation schemes (one implicit and the other one explicit) that operate on the time (t) axis of the space-time grid, both capable of reducing the numerical dispersion when MOC is applied with $C_n < 1.0$. Shimada and Okushima (1984) present two 2nd-order methods based on the solution in series and Newton-Raphson that they deliver results quickly and efficiently by omitting trivial terms calculated within the truncation error. Swaffield and Maxwell-Standing (1986) cite the Everett method as appropriate to reduce the numerical attenuation associated with $C_n < 1.0$. This method must be applied in tandem with Newton-Gregory method to interpolate in the nodes near-to-pipe boundaries. Lai (1989) presents three multimodal-type schemes that combine implicit schemes with explicit ones in order to attenuate the numerical dispersion. Yang and Hsu (1990, 1991) propose an improved version of the Holly-Preissman scheme, which however it presents a greater cost in terms of computational time. Sibetheros *et al.* (1991) investigate MOC applicability in tandem with spline-type interpolation polynomials for the water hammer's numerical analysis in a frictionless horizontal pipe, finding that spline curves application significantly improves overall accuracy respect to both the MOC (linear interpolation) and the explicit finite-difference scheme (2nd-order). However, the method becomes complicated when it is required to represent the spline boundary conditions, and it presents problems when the transient modelling in short pipes is required. Ghidaoui and Karney (1994) investigate interpolation methods and the Holly-Preissmann scheme. They use the equivalent hyperbolic differential equation concept that it allows evaluate the

numerical scheme consistency, providing a mathematical description of both dissipation and numerical dispersion independently of Courant. In addition, the analysis allows comparing alternative approaches, and it explains why high-order methods should be avoided. Karney and Ghidaoui (1997) propose a flexible discretization scheme where several interpolation schemes are combined with the method of wave-speed adjustments. This hybrid scheme includes interpolations in a secondary characteristic line that it minimizes the distance between the interpolated point and the original characteristic line.

The current article introduces an original MOC 2nd-order scheme with linear interpolation in the spatial axis valid for the water hammer analysis in pipe networks. The results obtained by both MOC 2nd-order and exact result with MOC 1st-order with $C_n = 1.0$, are compared. Equations governing the transient flow along with wave speed and MOC 1st-order formulation are extensively discussed in the classic books by Wylie and Streeter (1978), Chaudhry (1979) and Watters (1984). These topics can also be studied in recent articles by Twyman (2016a, 2016b, 2016c, 2017, 2018). Finally, it is possible to study how to pose and solve boundary conditions within the MOC's context in Karney (1984) and Karney and McInnis (1992), so no further details will be given here.

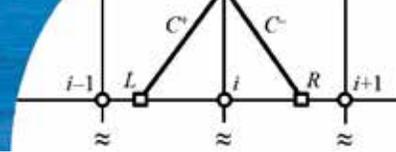
Basic equations of the transient flow

When analyzing a volume control is possible to obtain a set of non-linear partial differential equations of hyperbolic type valid for describing the one-dimensional transient flow in pipes with circular cross-sectional area (Chaudhry, 1979; Wylie, 1984):

$$\frac{a^2}{gA} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{f}{2DA} Q|Q| = 0 \quad (2)$$

where: (1) and (2) correspond to continuity and momentum (dynamics) equations, respectively. Besides, ∂ is the partial derivative, H is the hydraulic grade-line elevation, a is the wave speed, g is the gravity constant, A is the pipe cross-sectional area, Q is the fluid flow, f is the friction factor (Darcy-Weisbach) and D is the inner pipe diameter. The subscripts x and t denote spatial and time dimension,



respectively. 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

The more general equation to calculate the wave speed in fluids without air is (Twyman, 2016b; Wan and Mao, 2016; Wylie and Streeter, 1978):

$$a^2 = \frac{K/\rho}{1 + [(K/E)(D/e)]c_1} \quad (3)$$

where K is the bulk modulus of the water, ρ is the water density, e is the pipe wall thickness, K is the volumetric compressibility modulus of water, E is the elasticity modulus of the pipe, c_1 is a factor related with the pipe support condition, generally equal to $1 - u^2$ (u is the Poisson's ratio of the wall material), which corresponds to pipeline anchored against longitudinal movement (Wylie and Streeter, 1978).

Method of characteristics MOC

MOC is very used for solving the transient flow equations because it works with a constant wave speed 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) - time (t) grid (or rectangular mesh) in accordance with the Courant condition. It is useful for modelling the wave propagation phenomena due to its facility for introducing the hydraulic behaviour of different devices and boundary conditions (valves, pumps, reservoirs, etc.). According to Karney (1984) and Karney and McInnis (1992) the MOC proceeds by combining the dynamic and continuity equations together with unknown multiplier. Suitable chosen values of this multiplier allows the partial differential terms to be combined together and replaced by total differentials. When using the simplified governing equations, the result of this process is:

$$\frac{dH}{dt} \pm \frac{a}{gA} \frac{dQ}{dt} + \frac{afQ|Q|}{2gDA^2} = 0 \quad (4)$$

$$\frac{dx}{dt} = \pm a \quad (5)$$

The two equations associated with the positive value are usually termed the C^+ equations and the remaining two relations associated with the negative value are called the C^- equations (Figure 1). The head and flow values are known at time t and it is desired to know these values at time $t + \Delta t$. A typical such point is P , with unknowns H_P and Q_P . The known values at time t can correspond to initial state values or, instead, they can correspond to computed values at previous Δt . From Figure 1, Q and H are known in the nodes $(i - 1)$ and $(i + 1)$, and their new values must be calculated at node P . Due to this the characteristic lines are projected from P to the x -axis so as to be able to intercept it at points L and R . Because of x_P and t_P are specified by the analyst, L and R coordinates can be written as:

$$x_L = x_P - a(t_P - t_L) = x_P - a\Delta t \quad (6)$$

$$x_R = x_P + a(t_P - t_R) = x_P + a\Delta t \quad (7)$$

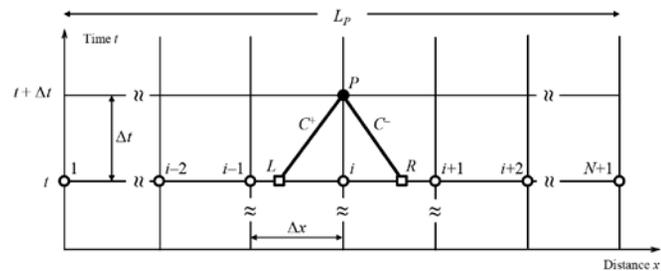
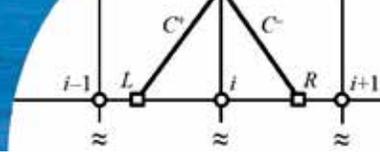


Figure 1: Space-time mesh for the specified time interval method

In order to calculate P the values in L and R must be known. However, only the grid point values in $(i - 1)$ and $(i + 1)$ are known. The values in L and R can be computed using linear (or higher order) interpolation schemes from the known conditions in $(i - 1)$ and $(i + 1)$. It is known that interpolations cause numerical dispersion and attenuation, which it has forced to apply more accurate high-order interpolation schemes whenever the pipe has $C_n < 1.0$ and when it is desired to leave unchanged the initial conditions of the problem (lengths, wave speed, etc.), or when there is a lack of a more stable numerical scheme than MOC. In MOC context, some analytic expressions can be obtained for the state variables at L and R nodes using numerical schemes with different interpolation orders (usually one or two). If U represents some state variable (H or Q), then the following expressions can be deduced according to Newton-Gregory interpolation scheme ($i = 2, \dots, N$)



(Twyman, 2004):

$$U_L = U_i + C_n U^- - \frac{1}{2}(C_n - C_n^2)U^+ \quad (8)$$

$$U_R = U_i + C_n U^+ - \frac{1}{2}(C_n - C_n^2)U^- \quad (9)$$

with, $U^- = U_{i-1} - U_i$, $U^+ = U_{i-2} - 2U_{i-1} + U_i$, $U^- = U_{i+1} - U_i$ and $U^{++} = U_{i+2} - 2U_{i+1} + U_i$. Equations (8) and (9) are general since when $C_n \rightarrow 0$, $U_L \rightarrow U_R \rightarrow U_i$. When $C_n = 1.0$ the interpolation does not exist and U_L becomes U_{i-1} and U_R becomes U_{i+1} . On the other hand, when $C_n = 2.0$, U_L becomes U_{i-2} and U_R becomes U_{i+2} . For this reason, the application of 2nd-order arrangements is sufficient to interpolate when the Courant number varies between 0 and 2.0. In this case the values for the variables U_0 and U_{N+2} , both located beyond the nodes 1 and $N + 1$ respectively (Figure 2), they can be calculated by an extrapolation procedure defined by the following expressions:

$$U_0 = 2U_1 - U_2 \quad (10)$$

$$U_{N+2} = 2U_{N+1} - U_N \quad (11)$$

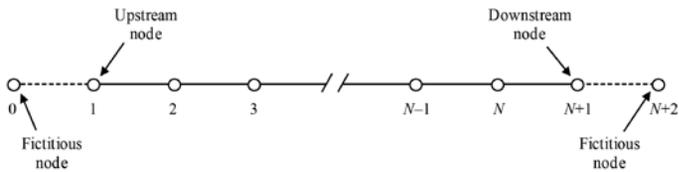


Figure 2: Pipe nodes (adapted from Chaudhry and Hussaini, 1985)

where U_1 and U_{N+1} are the values corresponding to upstream and downstream pipe sections, respectively. Once known U_L and U_R is possible to calculate H_P and Q_P from the following formulas when U is equal to Q and H according to the convenience:

$$Q_P - Q_L + c(H_P - H_L) + R_f \Delta t Q_L |Q_L| = 0 \quad (12)$$

$$Q_P - Q_R - c(H_P - H_R) + R_f \Delta t Q_R |Q_R| = 0 \quad (13)$$

where $c = (gA)/a$ and $R_f = f/2DA$. Equations (11) and (12) can be rewritten as:

$$Q_P = C_P - cH_P \quad (14)$$

$$Q_P = C_N + cH_P \quad (15)$$

with

$$C_P = Q_L + \frac{1}{c} H_L - R_f \Delta t Q_L |Q_L| \quad (16)$$

$$C_N = Q_R - \frac{1}{c} H_R - R_f \Delta t Q_R |Q_R| \quad (17)$$

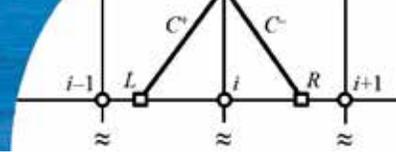
It should be noted that (16) is valid along the positive characteristic line C^+ and (17) is valid along the negative characteristic line C^- . By simultaneously solving (14) and (15) it is possible to obtain H_P and Q_P for all interior points P in the characteristic mesh:

$$Q_P = \frac{C_P + C_N}{2} \quad (18)$$

once Q_P is known H_P , value can be calculated from (14) or (15). For boundary sections an additional formula is required, which it must be solved together with the characteristic equation (positive or negative) depending on the position of the first or last reach, respectively. The calculation starts with an initial condition, usually steady-state flow.

Artificial viscosity

Artificial viscosity (AV) is a fictitious mathematical term that it is introduced in the equations when working with finite differences, and it generates a similar effect to the real viscosity. The AV is a numerical technique that generates a fictitious attenuation over the spurious instabilities that frequently appear when fast transient flow is solved using 2nd-order numerical schemes. These instabilities generally appear in peaks form without physical meaning, and they may lead to destabilize the calculation due to equations nonlinearity (Brufau and García-Navarro, 2000). In other words, the phenomenon occurs when an approximate solution has an oscillatory and unrealistic behaviour respect to the analytical solution. In general, the precise cause of this effect is unknown, although it is known that they are generated when the first derivatives of the basic equations have more influence than the second derivatives or when the space-time grid is thick, with significant spacing between the nodes. Another cause could be the impossibility of the numerical schemes to capture all the discontinuities features, so there would be certain motion scales without numerical solution (Malekpour and Karney, 2016). The main difficulty of applying the AV lies in the dispersion amount determination needed to smooth (or



eliminate) the numerical oscillations without sacrificing the method's accuracy level, and without unnecessarily affect the wave shape (Brufau and García-Navarro, 2000). The AV proposed in this paper recalculates H and Q every two time steps using the dissipation constant γ when the node i varies between pipe sections 2 and N , being the formula as follows (Abbott and Basco, 1989):

$$U_i^{t+\Delta t} = \gamma U_{i+1}^t + (1 - 2\gamma)U_i^t + \gamma U_{i-1}^t \quad (19)$$

With U equal to Q or H as the case may be. In general, AV is easy to program and apply, although it has the disadvantage that its coefficient γ is difficult to estimate, being necessary to apply a trial/error procedure in order to determine its most suitable value. AV, independently of its shape, is an indispensable tool to suppress numerical oscillations (Hou *et al.*, 2012) generated by high-order numerical schemes.

Results: example 1

Water hammer is analyzed in a simple pipe network (Figure 3) using MOC 1st-order and 2nd-order. System includes a constant head reservoir (upstream end, node 1) with $H_0 = 100$ m, a steel pipe and a valve (downstream end, node 2), where $H_0 = 98.1$ m, being the pipe head loss due to friction Δh_f equal to 1.9 m. The pipe data are: length $L_p = 4800$ m, wave speed $a = 1200$ m/s, pipe cross-sectional area $A = 3.14$ m², initial flow $Q_0 = 2.632$ m³/s. Pipe network was discretized with $N = 10$. The friction factor (Darcy) is $f = 0.022$. Transient flow is generated by the valve closure in $T_c = 35$ s (Figure 4), and it can be considered as slow because the ratio $2(L_p/a) = 8$ s is much smaller than T_c .

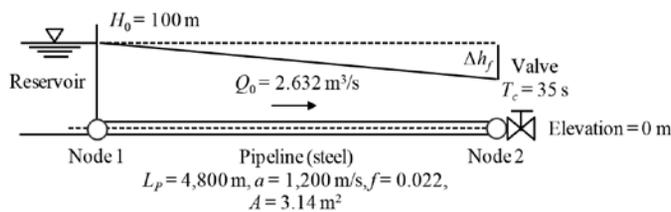


Figure 3: Pipe network scheme (example 1)

For all effects the exact result is given by MOC 1st-order with $C_n = 1.0$. The maximum simulation time is $T_{max} = 60$ s. Figures 5 and 6 show the envelopes for the maximum and minimum pressure heads obtained by MOC 1st-order and 2nd-order when the pipe is discretized in order to obtain the following Courant numbers: 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 and 1.0,

which is achieved with the time steps $\Delta t = 0.08, 0.16, 0.24, 0.32$ and 0.40 , respectively. For example, the value $C_n = 0.2$ results from the expression: $a\Delta t N/L_p = 1200 \cdot 0.08 \cdot 10/4800$. Figure 5 shows that MOC 1st-order generates attenuations in the maximum pressure head that tend to decrease as Courant number grows toward the critical value $C_n = 1.0$. Figure 6 shows how MOC 2nd-order also generates attenuations, but on a smaller scale compared to 1st-order MOC as C_n moves away from 1.0.

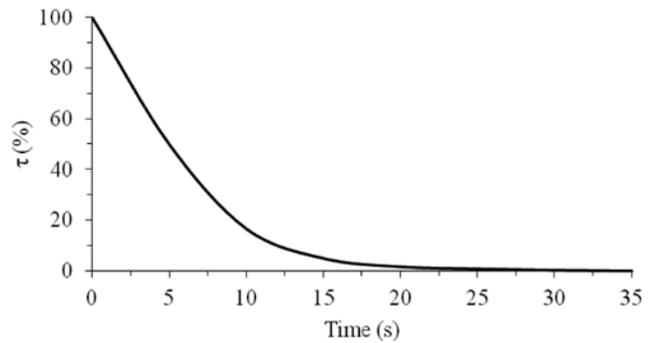


Figure 4: Valve opening τ (%) versus time

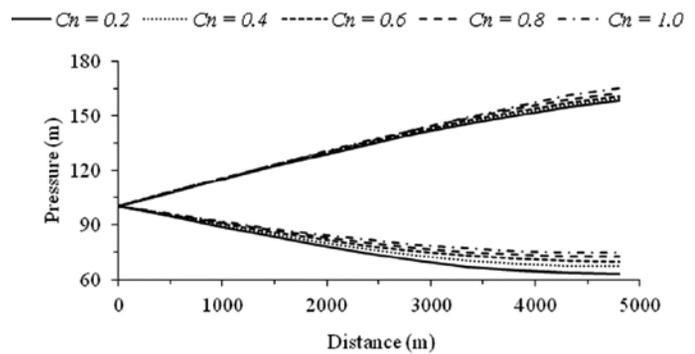


Figure 5: Extreme pressure heads (MOC 1st-order)

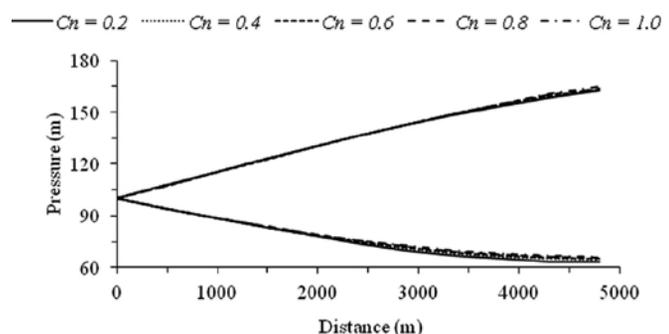
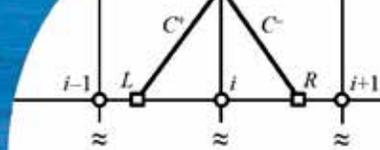


Figure 6: Extreme pressure heads (MOC 2nd-order)

When $C_n < 1.0$, Figures 7 and 8 show that MOC 2nd-order is more accurate than MOC 1st-order. Regarding CPU



execution times, the speed of both schemes is almost similar, with no significant differences (Figure 9). The examples were carried out in a standard PC with processing speed of 1.48 GHz.

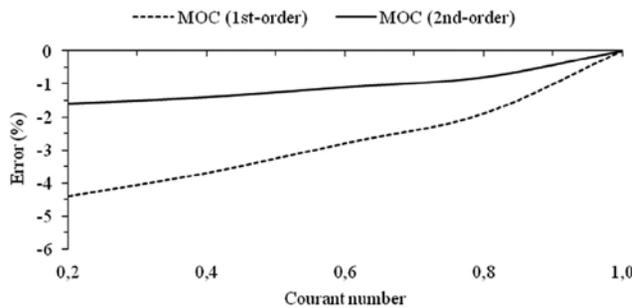


Figure 7: Error (%) for maximum pressure head

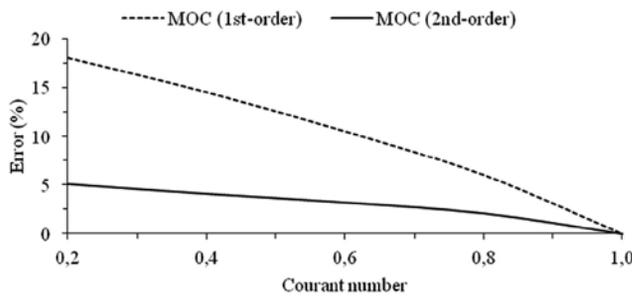


Figure 8: Error (%) for minimum pressure head

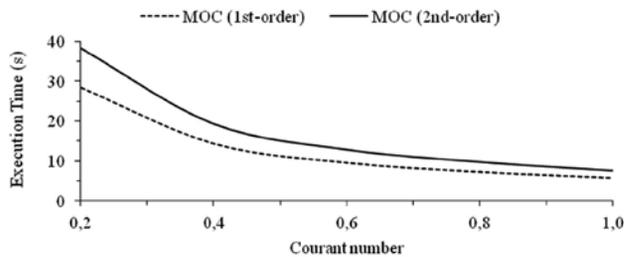


Figure 9: CPU execution time.

Results: example 2

System analyzed (Amara *et al.*, 2013) is shown in Figure 10, which consists of a steel pipe of length $L_p = 10000$ m, wave speed $a = 1000$ m/s and diameter $D = 1$ m. The steady-state flow is $Q_0 = 2.0$ m³/s, and the head in the constant level reservoir (node 1) is $H_0 = 400$ m. The friction factor is $f = 0.01976$ and the pipe head loss due to friction Δh_f is equal to 65.3 m. Transient conditions are generated by instantaneous closure of the valve located at the pipe downstream end (node 2). In this case transient flow can

be considered as fast because $2(L_p/a) = 20$ s is much larger than $T_c = 0$ s. For all effects the exact result is given by MOC 1st-order with $C_n = 1.0$. The pipe was divided using $N = 30$. With the Courant number $C_n = 1.0$, the time step is $\Delta t = L_p/(aN) = 10000 / (1000 \cdot 30) = 0.333$ s. The maximum simulation time is $T_{max} = 120$ s. Figures 11 and 12 show the pressure versus head plot at the valve when the transient is simulated using MOC 1st and 2nd-order, where it is noticed in the second case the appearance of the typical spurious peaks related to the 2nd-order schemes.

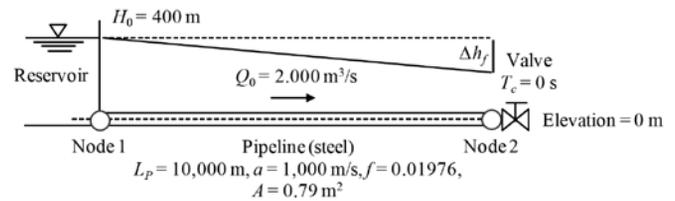


Figure 10: Pipe network scheme 2 (adapted from Amara *et al.*, 2013)

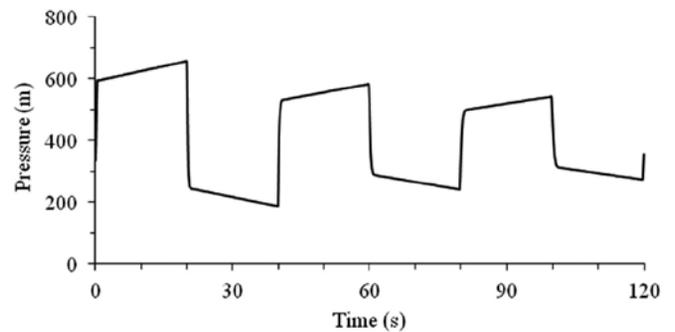


Figure 11: Head versus time plot at the valve (MOC 1st-order)

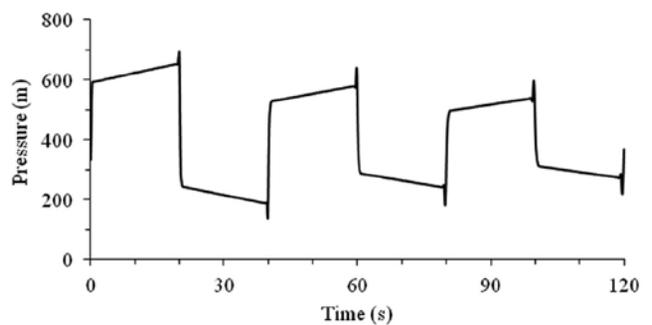


Figure 12: Head versus time plot at the valve (MOC 2nd-order)

These fictitious pressure peaks can be easily attenuated by applying the AV. Figure 13 shows the pressure head versus time plot when the MOC 2nd-order is applied using the AV with $\gamma = 0.01$.

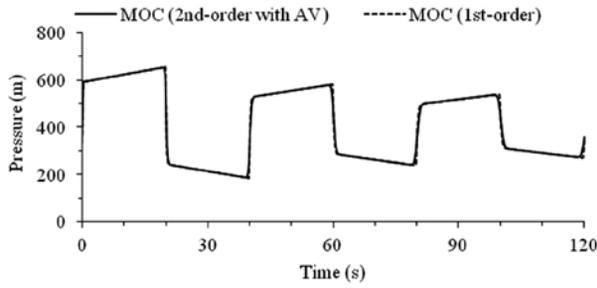
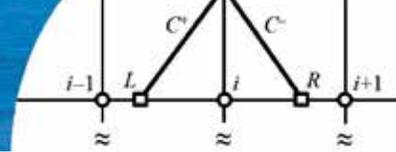


Figure 13: Pressure versus head plot when MOC (1st and 2nd-order) is applied

Depending on the system complexity, the detection of the most suitable γ value may mean performing a trial/error procedure. One interesting point about MOC 2nd-order is that it can work with $C_n > 1.0$ without losing accuracy or numerical stability. For example, when C_n is greater than 1.0 (for example, 1.08 or 1.80), the results shown in Figure 14 are obtained. As expected, the MOC 1st-order shows an unstable numerical behaviour, rapidly tending to a fictitious state of water column separation near pipe midpoint. On the other hand, MOC 2nd-order was able to conclude the simulation without numerical problems, although it was necessary to adjust γ value up to 0.10 (when $C_n = 1.08$) and up to 0.20 (when $C_n = 1.80$), which allowed to obtain near exact result, especially when extreme pressures values must be shown. Table 1 shows MOC 1st and 2nd-order execution time when time step can be increased thanks to γ attenuation effect, which helps to eliminate the typical instability effect of the explicit schemes when they are applied with $C_n > 1.0$.

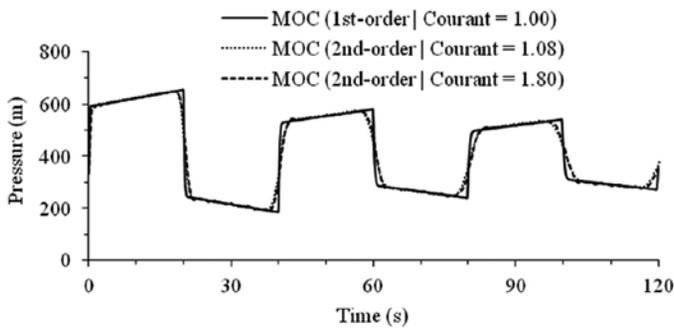


Figure 14: Pressure versus head plot when MOC is applied using different Courant numbers

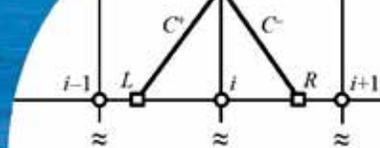
In Table 1 it can be verified that MOC 2nd-order allows the increase of time step magnitude up to 82%, reducing the execution time by approximately 14%, being in this case faster than MOC 1st-order.

Table 1: Results obtained by MOC

Method	C_n	Δt , s	γ	Execution time, s
MOC 1 st -order	1.00	0.33	---	31.9
MOC 2 nd -order	1.08	0.36	0.10	46.4
MOC 2 nd -order	1.80	0.60	0.20	27.5

Discussion and conclusions

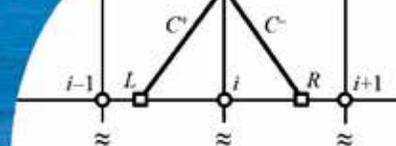
For the numerical examples presented in this paper, it is evident that MOC 1st-order works properly only when $C_n = 1.0$, showing attenuations and numerical instability when $C_n < 1.0$ or when $C_n > 1.0$, respectively, which obviously limits its application field. This turns evident in case of attempting to solve the water hammer in complex pipe networks with great number of different pipes, where the accurate solution it can be impossible to reach without altering or modifying some initial condition. A solution way is to leave unchanged the initial conditions and try to apply MOC by solving the state variables using interpolation techniques. MOC 1st-order with linear interpolation works fine only when C_n is closer to 1.0, showing significant errors as C_n moves away from 1.0. In contrast, MOC 2nd-order with quadratic interpolation registers smaller magnitude errors when $C_n < 1.0$, regardless of whether it is a slow or fast transient, although in the second case it must resort to a numeric filter (*e.g.* artificial viscosity AV) to soften the fictitious numerical oscillations. The AV is simple and easy of programming, although the optimal value determination may take some time due to the trial/error procedure implementation, which may mean running the computational program as many times as necessary. On the other hand, MOC 2nd-order formulation slightly affects the transient simulation performance with respect to the calculation speed and memory capacity use. In addition, the 2nd-order interpolation approach has a good numerical behaviour when $C_n > 1.0$, even though in certain cases the γ value must be adjusted. As general conclusion, MOC 2nd-order is as fast and efficient as traditional MOC 1st-order, and it is less sensitive to numerical effect (attenuation, instability) which is generated when transient flow is solved in systems where C_n is different than 1.0, which makes a useful method for solving the transient flow in



pipe networks where its shape and configuration makes very difficult or impossible to fulfil with the Courant condition in all pipe sections.

References

- Abbott, M.B. and Basco, D.R. (1989). *Computational fluid dynamics: an introduction for engineers*. Longman Sc. & Tech., New York
- Amara, L., Berreksi A. and Achour, B. (2013). Adapted MacCormack finite-differences scheme for water hammer simulation. *Journal of Civil Engineering and Science* **2**(4), 226-233
- Brufau, P. and García-Navarro, P. (2000). Esquemas de alta resolución para resolver las ecuaciones de “shallow water”. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería* **16**(4), 493-512
- Chaudhry, M.H. (2013). *Applied hydraulic transients*. Third edition. Springer, New York
- 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 Fluids Engineering* **107**(4), 523–529
- Duan, H.-F., Lee, P. and Ghidaoui, M. (2014). Transient wave-blockage interaction in pressurized water pipelines. *Procedia Engineering* **70**, 573-582
- Ghidaoui, M.S. and Karney, B.W. (1994). Equivalent differential equations in fixed-grid characteristics method. *Journal of Hydraulic Engineering* **120**(10), 1159-1175
- Goldberg, E.D. and Wylie, E.B. (1983). Characteristics method using time-line interpolations. *Journal of Hydraulic Engineering* **109**(5), 670-683
- Holly, M. and Preissmann, A. (1977). Accurate calculation of transport in two dimensions. *Journal of Hydraulic Engineering* **103**(11), 1259-1277
- Hou, Q., Kruisbrink A.C.H., Tijsseling A.S. and Keramat A. (2012). Simulating water hammer with corrective smoothed particle method. CASA-Report 12-14, Eindhoven University of Technology
- Karney, B.W. (1984). *Analysis of fluid transients in large distribution networks*. PhD thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada
- Karney, B.W. and McInnis, D. (1992). Efficient calculation of transient flow in simple pipe networks. *Journal of Hydraulic Engineering* **118**(7), 1014-1030
- 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
- Lai, C. (1989). Comprehensive method of characteristics for flow simulation. *Journal of Hydraulic Engineering* **114**(9), 1074-1095
- Malekpour, A. and Karney, B.W. (2016). Spurious numerical oscillations in the Preissmann slot method: origin and suppression. *Journal of Hydraulic Engineering* **142**(3), 04015060
- Shimada, M. and Okushima, S. (1984). New numerical model and technique for waterhammer. *Journal of Hydraulic Engineering* **110**(6), 736-748
- Sibetheros, I.A., Holley, E.R. and Branski, J.M. (1991). Spline interpolation for waterhammer analysis. *Journal of Hydraulic Engineering* **117**(10), 1332-1349
- Swaffield, J.A., Maxwell-Standing, K. (1986). Improvements in the application of the numerical method of characteristics to predict attenuation in unsteady partially filled pipe flow. *Journal Research of the National Bureau of Standards* **91**(3), 149-156
- Trikha, A.K. (1975). An efficient method for simulating frequency-dependent friction in transient liquid flow. *Journal of Fluids Engineering* **97**(1), 97-105
- Twyman, J. (2004). *Decoupled hybrid methods for unsteady flow in pipe networks*. Editorial La Cáfila, Valparaíso
- Twyman, J. (2016a). Water hammer in a water distribution network. *XXVII Latin American Hydraulics Congress IAHR*, Spain Water & IWHR China, Lima, Peru, September 26-30
- Twyman, J. (2016b). Wave speed calculation for water hammer analysis. *Obras y Proyectos* **20**, 86-92
- Twyman, J. (2016c). Water hammer analysis using method of characteristics. *Revista de la Facultad de Ingeniería (U. de Atacama)*, **32**, 1-9
- Twyman, J. (2017). Water hammer analysis in a water distribution system. *Ingeniería del Agua* **21**(2), 87-102
- Twyman, J. (2018). Water hammer analysis using an implicit finite-difference method. *Ingeniare: Revista Chilena de Ingeniería* **26**(2), 307-318



Wan, W. and Mao, X. (2016). Shock wave speed and transient response of PE pipe with steel-mesh reinforcement. *Shock and Vibration* **2016**, article ID 8705031

Watters, G.Z. (1984). *Analysis and control of unsteady flow in pipelines*. Butterworths, Boston

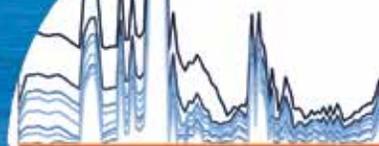
Wiggert, D.C. and Sundquist, M.J. (1977). Fixed-grid characteristics for pipeline transients. *Journal of Hydraulic Engineering* **103** (13), 1403-1415

Wylie, E.B. and Streeter, V.L. (1978). *Fluid transients*. McGraw-Hill. International Book Company, USA

Wylie, E.B. (1984). Fundamental equations of waterhammer. *Journal of Hydraulic Engineering* **110**(4), 539-542

Yang, J.C. and Hsu, E.L. (1991). On the use of the reach-back characteristics method of calculation of dispersion. *International Journal for Numerical Methods in Fluids* **12**(3), 225-235

Yang, J.C. and Hsu, E.L. (1990). Time-line interpolation for solution of the dispersion equation. *Journal of Hydraulic Research* **28**(4), 503-520



Determinación de un régimen de caudal ambiental para el río Ñuble considerando actividades recreacionales y requerimientos de hábitat de peces

Environmental flow determination for the River Ñuble considering leisure activities and fish habitat requirements

Fecha de entrega: 29 de agosto 2017

Fecha de aceptación: 4 de octubre 2018

Sofía Toledo¹ y Enrique Muñoz^{1,2}

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Casilla 297, Concepción, Chile, sofia.toledo@ucsc.cl

² Centro de Investigación en Biodiversidad y Ambientes Sustentables CIBAS, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Casilla 297, Concepción, Chile, emunozo@ucsc.cl

El desarrollo hidroenergético genera modificaciones a los patrones hidrológicos en ríos, alterando los ecosistemas acuáticos y el desarrollo de actividades que regularmente ahí se desarrollan. Para evitar alteraciones sobre estos, resulta necesario mantener un caudal mínimo (caudal ecológico), sin embargo, además es necesario minimizar los efectos en el funcionamiento natural del río, sus servicios eco-sistémicos y las actividades que ahí se practican. Sobre esta base se define el caudal ambiental, el cual incorpora aspectos morfológicos y de uso antrópico. En este estudio se analiza y calcula el régimen de caudal ambiental para un tramo del río Ñuble considerando aspectos como hidrología y biota, pero también incluyendo en el análisis los usos antrópicos que tradicionalmente se realizan (rafting y kayak). Para calcular el régimen de caudal ambiental se siguieron los lineamientos establecidos en SEA (2016). Se analizaron las componentes de ecología (fauna) y usos antrópicos (actividades recreacionales) mediante el software CASIMIR, utilizando información publicada en el Servicio de Evaluación Ambiental (SEA) y obtenida de entrevistas con los usuarios del río. Como resultado se obtuvo que siguiendo sólo las recomendaciones de SEA (2016) se verán alteradas las actividades recreacionales tradicionalmente realizadas en el río. Por otra parte, si se incluye y cuantifica la necesidad de caudales para el turismo, el caudal ambiental en verano debe ser superior al caudal estimado considerando sólo regulaciones de carácter hidrológico y de funcionalidad de la fauna íctica presente en el río.

Palabras clave: modelación hidrobiológica, caracterización ecológica, caudal ambiental

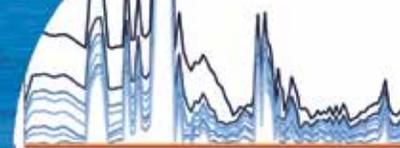
Hydropower development causes modifications in hydrological patterns in rivers, altering aquatic ecosystems and the activities that are typically carried out there. To avoid direct alterations to rivers, it is necessary to maintain a minimum flow (ecological flow); however, it is also necessary to minimize effects on the natural functioning of the river, its ecosystem services and the activities that are engaged in there. The environmental flow, which incorporates morphological and human-use aspects, is defined based on this foundation. In this study, the environmental flow for a section of the Ñuble River is analysed and calculated, not only considering aspects such as hydrology and biota, but also including human activities that have traditionally taken place there (rafting and kayaking). SEA (2016) was used to calculate the environmental flow regime. Ecological and human components were analysed with CASIMIR software using information published in the SEA and obtained through interviews with river users. As a result, it was found that by following only the recommendations of SEA (2016), activities traditionally carried out in the river (tourism) will be altered. In addition, if the need for flows for tourism is included and quantified, the environmental flow should be greater than the flow estimated considering only regulations regarding hydrology and the functioning of the ichthyofauna present in the river.

Keywords: hydrobiological modelling, ecologic characterisation, environmental flow

Introducción

La modificación de los patrones hidrológicos en ríos a causa del funcionamiento de centrales hidroeléctricas o embalses provoca cambios estructurales y funcionales en los

ecosistemas acuáticos. Producto de ello surge la necesidad de mantener un caudal que asegure la estabilidad de dichos sistemas post alteración. El concepto de caudal ecológico, definido como el 20% del caudal medio mensual, con límite



máximo en el 20% del caudal medio anual considerando una estadística de 25 años como mínimo (MMA, 2012), busca proteger los valores ecológicos de los ríos, como la flora y fauna. Sin embargo, en muchos casos, el caudal ecológico corresponde sólo al caudal mínimo que puede mantenerse en un cauce para asegurar la permanencia de estos valores (Jamett y Rodrigues, 2005).

El desarrollo hidroenergético debe estar ligado a regímenes de caudales que permitan la mantención de recursos ecológicos. Diez y Olmeda (2008) sugieren que es posible compatibilizar el aprovechamiento de caudales fluviales para generación hidroeléctrica, manteniendo un estado ecológico global aceptable mediante el cálculo de un régimen de caudal ecológico. Sin embargo, no se hace referencia a la mantención de actividades antrópicas que dependen de los cauces a intervenir. Esto último cobra importancia debido a que la alteración de magnitud y frecuencia de los caudales provocada por el aprovechamiento del recurso, genera alteraciones en el sustrato del lecho del cauce (Reiser *et al.*, 1989), afectando los meso-hábitats existentes y modificando la morfología (Bogan, 1993). En aquellos ríos donde existe un uso antrópico, estas alteraciones generan un impacto directo sobre dichas actividades, cambiando los patrones ecológico-ambientales y los patrones de actividades en torno al río.

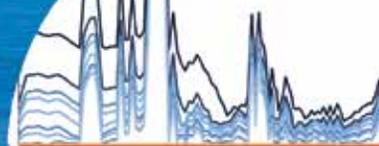
En Chile operan más de 100 centrales hidroeléctricas de diferentes características que abastecen al Sistema Interconectado Central SIC, las que se concentran en zonas de cuencas exorreicas. Existen desde minicentrales con una producción menor a 0.5 MW, a grandes represas que generan hasta 690 MW. La región del Bío Bío en Chile centro-sur, presenta la mayor capacidad de producción energética del país, con 56 proyectos que pueden aportar un total de 4753 MW al SIC (MinEnergía, 2015). La creación de centrales y minicentrales hidroeléctricas hace prever que se alcanzará un 70% de producción de energía renovable al año 2025 (MinEnergía, 2016), sin embargo, el excesivo desarrollo hidroeléctrico podría poner en riesgo o eliminar definitivamente los usos recreacionales que tienen los ríos en Chile.

San Fabián de Alico es una comuna turística precordillerana ubicada junto al río Ñuble. En sus cercanías existen 2 proyectos hidroeléctricos actualmente en

ejecución, Embalse Punilla e Hidroñuble. El proyecto Embalse Punilla está ubicado en el curso medio superior del río Ñuble, 3 km aguas abajo de la confluencia del río Ñuble con el río Los Sauces, y tiene como finalidad asegurar el riego en el valle del río Ñuble en las comunas de Coihueco, Chillán, Ñiquén, San Carlos, San Fabián y San Nicolás, inundando alrededor de 1700 ha, además de generar energía con una producción media anual de 525 GWh (CADE-IDEPE, 2004). Hidroñuble por otra parte, se ubica a ~3.5 km aguas abajo del proyecto Embalse Punilla. Corresponde a una central de pasada con un caudal de diseño de 100 m³/s que aportará al SIC una producción media anual de 700 GWh.

El Embalse Punilla generará una laminación de caudales en los meses de invierno y un aumento de caudales en los meses de verano. La laminación de caudales alterará componentes ecológicas y antrópicas, como actividades que históricamente se han desarrollado en torno al río Ñuble tales como rafting, kayak, pesca deportiva y camping, entre otras. Además de dichos proyectos, existen derechos de agua no consuntivos otorgados para un tercer proyecto, el cual se encuentra en etapa de pre-factibilidad y se emplazaría en un punto cercano a la zona urbana de San Fabián de Alico como se muestra en la Figura 1 (Comité Ambiental Municipal, 2015), lo que podría afectar las actividades de uso antrópico (recreacionales) que se desarrollan en el río y en la comuna, con un potencial impacto sobre el turismo.

El Servicio de Estudio Ambiental SEA (2016) define el caudal ambiental como aquel caudal que permite la mantención de los medios de subsistencia y bienestar de las personas que dependen del ecosistema. Carvajal-Escobar (2008) establece que el caudal ambiental debe prevalecer sobre cualquier otra demanda que impida al río mantenerse en buenas condiciones y asegurar actividades asociadas al ecosistema fluvial. El presente estudio busca definir el caudal ambiental para un tramo de aproximadamente 2 km del río Ñuble (Figura 1), incluyendo las actividades antrópicas que tradicionalmente se han desarrollado en este. Con ello, se busca cuantificar los caudales necesarios para evitar impactos sobre la fauna y sobre actividades antrópicas existentes que se desarrollan en torno a este. Para llevar a cabo el análisis se calculó el caudal ambiental siguiendo la guía publicada por SEA (2016) y considerando



las componentes de hidrología, ecología y de usos antrópicos, con énfasis en las actividades recreacionales asociadas al turismo como el rafting y kayak.

Área de estudio

El área de influencia se define como el área o espacio geográfico cuyos atributos, elementos naturales o socioculturales deben ser considerados con la finalidad de definir si el proyecto o actividad genera o presenta algunos de los efectos, características o circunstancias del artículo 11 de la ley, o bien para justificar la inexistencia de dichos efectos, características o circunstancias (SEA, 2017). Para el proyecto que se encuentra en etapa de pre-factibilidad, esta corresponde al tramo del río Ñuble de aproximadamente 9 km comprendidos entre los puntos 1 y 2 de la Figura 1 (Comité Ambiental Municipal, 2015). En dicho tramo se identifican diferentes meso-hábitats, siendo más comunes los meso-hábitats de pozón-rápido. Las zonas de pozón se caracterizan por poseer profundidad alta y velocidades bajas, mientras que los rápidos poseen poca profundidad y velocidades altas. El espaciamiento medio de estos meso-hábitats es de 0.45 km con una pendiente media del cauce de 0.5%. Además, durante el periodo de estiaje se observan barras a lo largo del cauce debido a la disminución de profundidad del flujo. El régimen hidrológico del río es del tipo pluvio-nival con un caudal medio anual para el tramo de 101 m³/s. Los mayores caudales se concentran entre mayo y noviembre, producto de un aumento de precipitaciones y posterior derretimiento de nieve (Mendoza, 2015).

Para el cálculo del caudal ambiental y posterior análisis se consideró un tramo de estudio de 2 km ubicado entre los puntos A y B de la Figura 1. Sobre este tramo se realizó una caracterización morfológica (topográfica) y del sustrato. Dicho tramo se consideró representativo del tramo de influencia, puesto que contiene los meso-hábitats y pendientes que caracterizan todo el tramo de influencia del proyecto.

SEA (2016) indica que es necesario realizar, en el tramo de influencia del proyecto, una caracterización morfológica, ecológica, hidrológica y físico-química de zonas ribereñas, junto con una caracterización de usos antrópicos. Dado que en este estudio sólo se analizan las componentes antrópicas y parte de las componentes ecológicas de la forma indicada



Figura 1: Tramo de influencia del proyecto Embalse Punilla (línea azul entre 1 y 2) y tramo de estudio caracterizado (línea verde entre A y B)

en la SEA (2016), no se realiza una descripción de las componentes relativas a zonas ribereñas y físico-química.

Caracterización de fauna íctica

De acuerdo a SEA (2016), para determinar el caudal ambiental para centrales hidroeléctricas en el Servicio de Evaluación de Impacto Ambiental SEIA, la caracterización ecológica corresponde al estudio de comunidades y poblaciones de la biota en el ecosistema fluvial. Para desarrollar dicha caracterización se debe conocer la taxonomía, riqueza, abundancia, estructura de tallas y épocas, y sitios de reproducción de especies juveniles y adultas de la fauna íctica presente en el tramo de estudio.

Las especies consideradas se obtuvieron de estudios realizados para los proyectos Embalse Punilla (CADE-IDEPE, 2004) cuyos muestreos se realizaron entre los años 2000 y 2002, e Hidroñuble (Illanes y Asociados, 2006) cuyos muestreos se realizaron en el año 2006. Para estos proyectos se realizaron cuatro y una campañas de muestreo respectivamente. En total se encontraron 7 especies ícticas nativas: *Diplomystes nahuelbutaensis*, *Trichomycterus chiltoni*, *Trichomycterus areolatus*, *Percilia irwini*, *Percichthys trucha*, *Bullockia maldonadoi* y *Odontesthes Mauleanum* y 2 especies introducidas: *Oncorhynchus mykiss* y *Salmo trutta*. De las especies introducidas, sólo se consideró en este estudio *O. mykiss*, dado que *S. trutta* sólo fue hallada en 3 de los 7 puntos de muestreo del proyecto Embalse Punilla.

De acuerdo a lo indicado en los estudios de impacto ambiental de los proyectos Embalse Punilla (2004) e Hidroñuble (2006), de las especies halladas, cuatro

(*P. irwini*, *P. trucha*, *O. mauleanum* y *T. aerolatus*) se encuentran en estado de conservación vulnerable, mientras que tres (*D. nahuelbutaensis*, *B. maldonadoi* y *T. chiltoni*) se encuentran declaradas en peligro de extinción.

Respecto a las tallas promedio sólo se tiene información del muestreo realizado para el proyecto Embalse Punilla, en el que se obtuvieron los siguientes datos: *O. mykiss*: 7.5 cm, *D. nahuelbutaensis*: 4 cm, *T. chiltoni*: 4 cm, *T. areolatus*: 5 cm, *P. irwini*: 4 cm, *P. trucha*: 12-22 cm (CADE-IEPE, 2004).

Caracterización hidrológica

SEA (2016) sugiere desarrollar una caracterización hidrológica describiendo el tipo de régimen del río, magnitud de crecidas ordinarias y periodicidad de fenómenos climatológicos. Para ello se construyeron las curvas de variación estacional mostradas en la Figura 2 para la zona de estudio utilizando los caudales registrados en las estaciones Ñuble en San Fabián y Ñuble en San Fabián 2 (ambas controladas por la Dirección General de Aguas DGA) y corrección de caudales en función del área aportante. Las curvas de variación estacional muestran que el río tiene un régimen pluvio-nival, con un aumento de los caudales entre abril y junio. Posteriormente, entre julio y agosto se observa una leve disminución de caudales y luego un leve aumento de estos entre septiembre y octubre producto del derretimiento de nieve de la parte alta de la cuenca del río Ñuble.

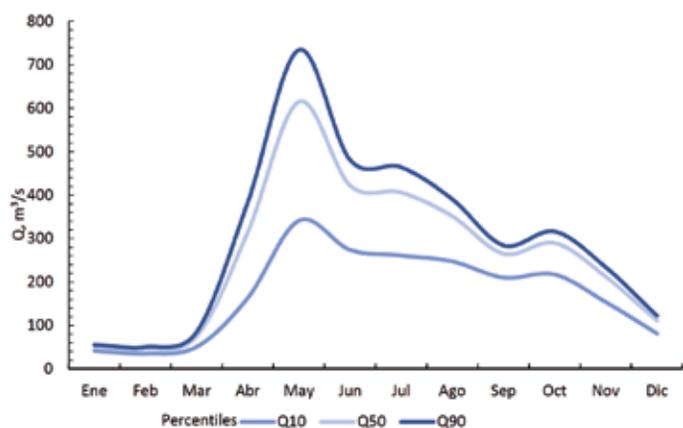


Figura 2: Curva de variación estacional asociada al tramo de estudio para probabilidades de ocurrencia de 10, 50 y 90% (Q10, Q50 y Q90, respectivamente)

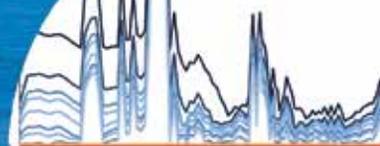
Dado que las crecidas ordinarias corresponden a crecidas pequeñas con periodos de retorno entre 1 y 6 años (SEA,

2016), se realizó un análisis estadístico de caudales máximos instantáneos anuales a partir de 26 años de registros. Se utilizaron las funciones de distribución Pearson, Gumbel, Normal y LogNormal. Para verificar el ajuste entre datos y funciones se realizó la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov. Como resultado se obtuvo que las crecidas de 1 y 6 años se asocian a caudales de 912 y 1797 m³/s respectivamente.

Caracterización antrópica

Mosley (1983) indica que aves, peces y mamíferos no son los únicos que dependen del ecosistema fluvial. El hombre también hace parte de él al realizar diferentes actividades en torno a un río. A su vez menciona 8 factores que describen el comportamiento y apariencia de un río, relacionando factores biológicos y recreacionales, como por ejemplo, características del agua y características morfológicas del río, entre otras. La caracterización de usos antrópicos se requiere para evaluar si existen actividades relevantes en el área de influencia AI y que deban incluirse en el cálculo del régimen de caudal ambiental. En este estudio, se consideraron únicamente actividades in situ de uso sin contacto directo, es decir, aquellas que se desarrollan en el río o en su ribera y en las que el ser humano no toma contacto directo con el agua, pero que son condicionadas por las características hidrológicas del río (SEA, 2016). Entre estas, se consideraron las actividades de rafting y kayak.

SEA (2016) indica que la información para caracterizar las actividades in situ debe ser recopilada mediante la descripción del AI del medio humano. Para ello se contactaron las empresas de turismo Pacífico Andino y Extremo Sur Expediciones, ambas ubicadas en San Fabián de Alico. Dichas empresas realizan actividades de rafting y kayak. En una entrevista, los guías de estas empresas, proporcionaron información cualitativa y cuantitativa sobre las condiciones óptimas en que se desarrollan estas actividades. Cabe destacar que los datos entregados y utilizados para realizar la caracterización antrópica se definieron en base a apreciaciones personales y en función de la experiencia obtenida como guías de empresas de turismo. De acuerdo a lo informado, el rafting y kayak tienen una temporalidad de desarrollo comercial entre los meses de noviembre y febrero, sin embargo, guías



profesionales y personas expertas pueden realizar bajadas del río durante otoño e invierno. Los requerimientos hidráulicos para desarrollar estas actividades se resumen en la Tabla 1. De acuerdo a lo informado, profundidades y caudales mayores a 160 m³/s dificultarían la práctica de kayak y rafting por parte de personas inexpertas, pasando a ser una actividad riesgosa. Por otra parte, caudales inferiores a 80 m³/s imposibilita el desarrollo de estas actividades ya que los kayaks y balsas chocarían con el fondo del cauce. Los datos recopilados de las entrevistas coinciden con lo estudiado por Mosley (1983).

Tabla 1: Requerimientos hidráulicos para el desarrollo de rafting y kayak para turismo.

	Caudal, m ³ /s	Profundidad, m	Velocidad, m/s
Más idóneo	80 -160	0.5 - 1.5	1
Menos idóneo	< 80 y >160	< 0.5 y >2	> 5

Metodología

Para desarrollar el cálculo de caudal ambiental se consideraron las actividades antrópicas de rafting y kayak, y componentes ecológicas asociadas únicamente a la fauna íctica presente en el tramo de estudio.

Para analizar las componentes biológicas (peces) se construyó un modelo hidráulico y un modelo hidrobiológico. El modelo hidráulico permitió obtener parámetros hidráulicos a lo largo del río asociados a diferentes caudales, mientras que el modelo hidrobiológico cruza dicha información, con características de preferencias de hábitat de las especies de peces observadas en las cecanías de la zona de estudio, y con necesidades hidráulicas para el desarrollo de actividades antrópicas (turismo).

Modelo hidráulico

Para construir el modelo hidráulico se realizó una caracterización topográfica del río. Para ello se midieron perfiles transversales a lo largo del tramo de estudio distanciados cada 10 m aproximadamente. Utilizando el modelo hidráulico HEC-RAS 4.1 (USACE, 2012) en régimen mixto, y considerando que existe un cauce preferente en estiaje, lo que permite simplificar el modelo y evitar considerar al río como multi-cauce, se calculó el eje hidráulico para caudales de 0.5, 1, 10, 20.2, 50, 80,

100, 101.1, 150 y 300 m³/s. Se consideró como condición de borde una profundidad crítica debido a los constantes cambios de régimen de sub-crítico a supercrítico y vice-versa asociados a la configuración pozón-rápido del río. Como resultado se obtuvo la profundidad de flujo, la elevación de superficie de agua y velocidad media para cada perfil transversal asociado a cada caudal de la modelación.

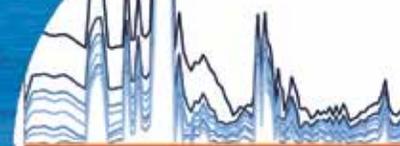
Modelo hidrobiológico

El modelo hidrobiológico combina componentes ecológicas e hidráulicas que permiten describir la forma en que un organismo selecciona un microhábitat de acuerdo al índice de idoneidad de hábitat HSI. Este índice representa el hábitat que reúne un conjunto de condiciones en que mejor se desarrolla una especie, y varía entre 0 y 1, donde 0 es lo menos óptimo (*i.e.* no existe hábitat adecuado para la especie en análisis) y 1 lo más óptimo (*i.e.* el 100% del hábitat disponible es adecuado para la especie en análisis).

Para desarrollar el modelo hidrobiológico se caracterizó la morfología del tramo de estudio en el software CASIMIR (Schneider *et al.*, 2010). A su vez se elaboró una planilla con los datos de altura de superficie de agua para los perfiles transversales y se categorizó el sustrato para cada perfil transversal con valores entre 6 y 9 para tramos con características de rápidos y valores entre 2 y 5 para tramos con características de pozón. Esta información fue obtenida a partir de una foto aérea geo-referenciada adquirida para la zona de estudio. Los valores de categorización del sustrato se obtuvieron de Schneider *et al.* (2010) del software CASIMIR (Tabla 2).

Tabla 2: Tipos de sustrato utilizados en modelación hidrobiológica según software CASIMIR

Tipo de sustrato	Índice
Material orgánico, detritos	0
Limo- arcilla	1
Arena < 2 mm	2
Grava fina 2-6 mm	3
Grava media 6-20 mm	4
Grava grande	5
Piedras pequeñas	6
Piedras grandes	7
Rocas > 20 cm	8
Rocas	9



Para caracterizar los requerimientos o preferencia de hábitat de las especies ícticas *T. chiltoni*, *T. areolatus*, y *O. mykiss* se utilizaron curvas de preferencia (EULA, 2000) mientras que las especies *P. irwini*, *P. trucha*, *B. maldonado* *O. mauleanum* se caracterizaron mediante reglas difusas (García *et al.*, 2011). Las curvas de preferencias son funciones que relacionan la conveniencia para cada especie y etapa de desarrollo, con variables de su hábitat. Estas funciones relacionan valores de cada variable con un índice de idoneidad que varía entre 0 para valoración mínima no aceptable y 1 para idoneidad (Martínez Capel, 2011). En este estudio se analizaron las variables profundidad, velocidad y sustrato.

Las reglas difusas por otra parte, evalúan cuantitativamente expresiones de juicio de expertos de la forma Si i) velocidad es media, ii) profundidad es media, y iii) sustrato es grande, entonces el hábitat es muy bueno para una especie determinada (Aquaflow, 2015).

Se determinó para cada especie el HSI en función de los caudales analizados. Este índice permite determinar el caudal en que mejor se desarrolla una especie, en sus diferentes estadios. A partir de los resultados es posible obtener el caudal asociado a un 25% del HSI, el cual, siguiendo el criterio definido por Jowett (1997), se define como aquel HSI mínimo que permite asegurar la mantención de especies.

Resultados y cálculo del caudal ambiental

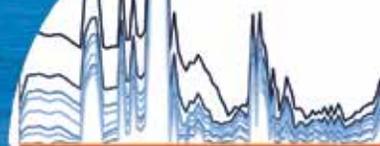
Según SEA (2016), el régimen del caudal ambiental debe contener aspectos hidrológicos, hidrobiológicos y de usos antrópicos. De acuerdo al Decreto 14 del Ministerio de Medio Ambiente (MMA, 2012) el caudal ecológico según método hidrológico, corresponde al 20% del caudal medio mensual, con límite máximo en el 20% del caudal medio anual, utilizando la estadística hidrológica de los últimos 25 años. La Tabla 3 muestra los caudales medios

Tabla 3: Caudales medios mensuales QMM y caudales medios anuales QMA. Q_{ECO} corresponde al caudal ecológico

Caudal, m ³ /s	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
QMM	31	24	28	65	158	158	155	153	152	144	99	53
20% QMM	6	5	6	13	32	32	31	31	30	29	20	11
20% QMA	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Q_{ECO}	6	5	6	13	20	20	20	20	20	20	20	11

Tabla 4: Caudales mínimos obtenidos para asegurar la subsistencia de cada especie, utilizando el criterio del 25% de HSI (Jowett, 1997).

Especie/mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
<i>Percilia irwinii</i> adulto								8	8	8	8	
<i>P. irwini</i> juvenil	4	4	4	4	4	4	4					4
<i>Bullockia. maldonadoi</i> adulto	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
<i>B. maldonadoi</i> juvenil	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
<i>Percichthys trucha</i> adulto						3	3	3				
<i>P. trucha</i> juvenil	3	3	3	3	3				3	3	3	3
<i>Odontesthes mauleanum</i> adulto							2	2	2	2	2	2
<i>O. mauleanum</i> juvenil	3	3	3	3	3	3						
<i>Diplomystes nahuelbutaensis</i> adulto			50	50								
<i>D. nahuelbutaensis</i> juvenil	20	20			20	20	20	20	20	20	20	20
<i>Trichomycterus areolatus</i> adulto									20	20	20	20
<i>Oncorhynchus mykiss</i> adulto								25	25	25	25	
<i>O. mykiss</i> juvenil	7	7	7	7	7	7	7					7
Q_{eco} hidrobiológico (m ³ /s)	20	20	50	50	20	20	20	25	25	25	25	20



mensuales obtenidos para el tramo de estudio, y los caudales calculados según MMA (2012).

Utilizando CASIMIR se calcularon los índices de idoneidad de hábitat para cada especie. Utilizando luego el criterio propuesto Jowett (1997) se obtuvieron los resultados indicados en la Tabla 4, para cada especie en estadio adulto y juvenil.

De acuerdo a lo indicado por Extremo Sur Expediciones y Pacífico Andino, kayak y rafting se desarrollan de manera comercial entre los meses de noviembre y febrero con un caudal ideal de entre 80 y 160 m³/s. Los parámetros de velocidad y profundidad asociados a dichas actividades (Tabla 1) se ingresaron al software CASIMIR, y a partir de este se obtuvo un HSI asociado estas actividades y para los diferentes caudales de análisis. La Figura 3 muestra los resultados obtenidos.

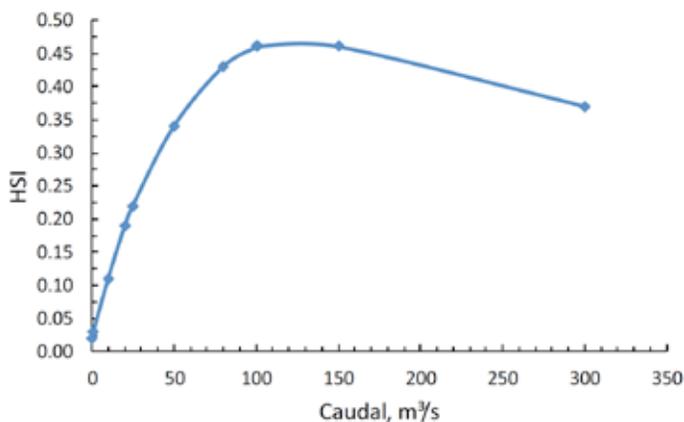


Figura 3: HSI para rafting y kayak considerando los diferentes caudales modelados

La Figura 3 muestra una estabilización de la pendiente para caudales entre 80 y 160 m³/s. Estos caudales se encuentran dentro del rango adecuado para desarrollar kayak y rafting, sin embargo superan el caudal medio mensual para el tramo de estudio en los meses de enero y febrero (~53 m³/s). Según SEA (2016) el caudal ambiental debe satisfacer tanto los requerimientos de especies como de usos antrópicos. Por lo tanto, el caudal ambiental se obtuvo a partir del cruce de los resultados anteriores y considerando el mayor caudal necesario para cada mes.

La Figura 4 muestra un resumen de los resultados obtenidos y el régimen de caudal ambiental incluyendo usos antrópicos. Adicionalmente, la Tabla 5 muestra los caudales resultantes (la envolvente) del análisis realizado. Es importante mencionar que caudales inferiores a 50

m³/s dificultan el desarrollo de actividades antrópicas debido a la disminución de alturas de agua. Como se indica en la Tabla 1, profundidades menores a 0.5 m impiden el desarrollo adecuado de rafting y kayak, ya que probablemente se formarán islas que interrumpen la conectividad longitudinal del río.

La Figura 5 muestra las profundidades obtenidas del modelo para un caudal de 20 m³/s. Se muestra que en gran parte del tramo de estudio las profundidades no superan los 0.4 m, profundidades con las cuales no es posible desarrollar las actividades antrópicas mencionadas. Como se observa en la Figura 5, el mayor HSI para rafting y kayak (HSI = 0.47) se obtiene para caudales entre 100 y 150 m³/s. Para efectos de proponer un caudal adecuado para esta actividad se define un caudal de 50 m³/s, el cual representa un valor promedio para los meses de enero y febrero, y tiene asociado un índice de idoneidad de 0.35. Si bien este caudal cumple con los requisitos hidráulicos de velocidad, y profundidad sugeridos por SEA (2016), sólo el 35% de la superficie utilizada por el río en enero y febrero sería potencialmente útil para las actividades antrópicas. Cabe mencionar que en el caso de actividades antrópicas sólo se consideraron los meses en que estas se desarrollan de manera comercial y por turismo. Los resultados muestran que una disminución de caudales en dichos meses tendrían un impacto sobre el HSI, con un impacto prácticamente proporcional a la reducción de caudales por debajo de 50 m³/s.

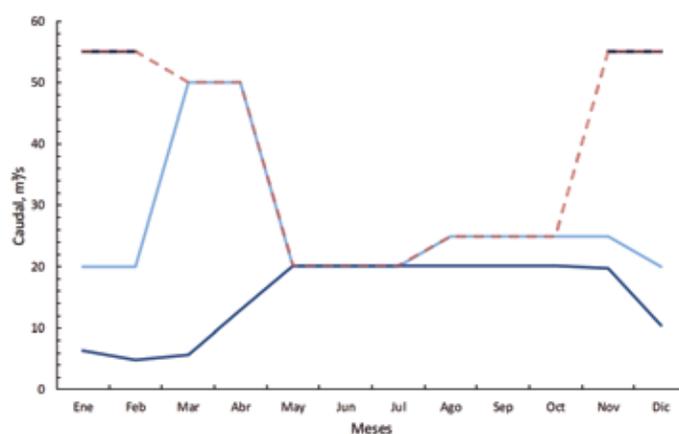


Figura 4: Régimen de caudal ambiental obtenido como la envolvente de los caudales calculados de acuerdo a modelo hidrobiológico e hidrológico. La línea segmentada roja muestra el caudal ambiental obtenido del cruce de información de caudal ecológico (línea azul), caudal hidrobiológico (línea celeste) y caudal para usos antrópicos (línea azul marino)

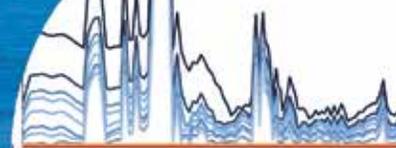


Tabla 5: Régimen de caudal ambiental calculado considerando parámetros ecológicos, hidrológicos y antrópicos

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Q ambiental, m ³ /s	55	55	50	50	20	20	20	25	25	25	55	55

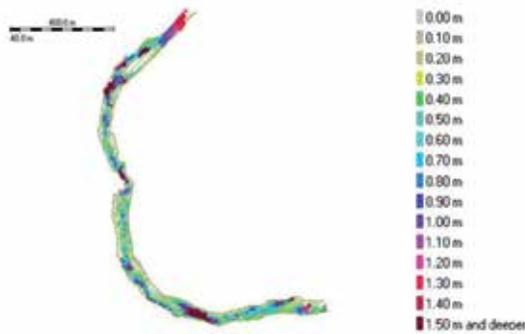


Figura 5: Profundidades en el tramo de estudio para un caudal de 20 m³/s

SEA (2016) establece criterios de profundidad mínima y velocidad máxima para llevar a cabo actividades antrópicas como rafting y kayak. Sugiere profundidades mínimas de 0.2 y 0.1 m respectivamente, y una velocidad máxima de 4.5 m/s, para ambas actividades. La información entregada por SEA (2016), se comparó con la información obtenida del modelo hidráulico para todos los caudales modelados. En la Figura 6 se observa que todos los caudales modelados cumplen con una profundidad mayor a la definida por SEA (2016), sin embargo, profundidades como las indicadas por SEA (2016) resultan inviables para practicar rafting y kayak. Profundidades de 20 cm o inferiores no permiten la navegación de una balsa y tampoco permiten remar dentro del río, sugiriendo una deficiencia en las recomendaciones establecidas en SEA (2016).

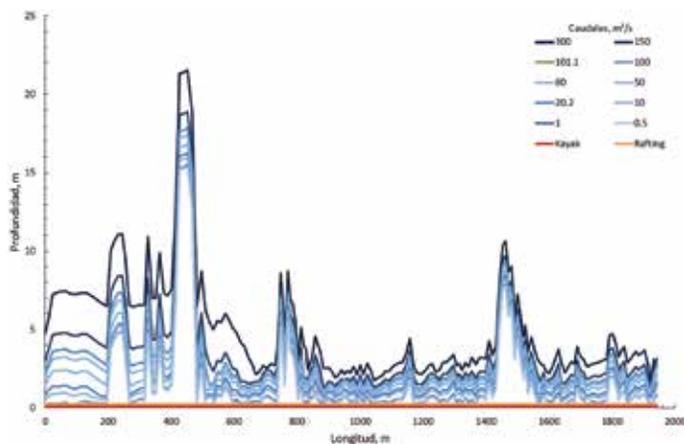


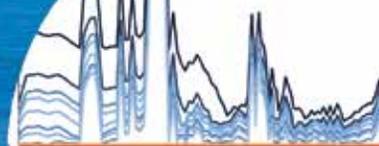
Figura 6: Profundidades asociadas a los caudales modelados para la longitud del tramo de río estudiado partiendo desde aguas abajo

Conclusiones

Se sugiere un régimen de caudal ambiental para un tramo del río Ñuble en las cercanías de San Fabián de Alico. Este régimen persigue tanto la mantención de especies de fauna íctica, como la mantención de las actividades de usos antrópicos que tradicionalmente se han desarrollado en ese lugar tales como turismo y kayak. En general, los resultados obtenidos y el régimen de caudal ambiental propuesto satisfacen los requerimientos establecidos en SEA (2016). Por el contrario, las profundidades mínimas definidas por SEA (2016) para la mantención de actividades antrópicas como rafting y kayak resultan insuficientes para dicho objetivo, y por lo tanto, considerar sólo los lineamientos indicados en SEA (2016) podría representar una amenaza a la mantención de las actividades de recreación que hoy se realizan en el AI del proyecto. Se estimó que para usos antrópicos se debería contar con un caudal de al menos 50 m³/s. Dado que en época estival no se cuenta con dichos caudales, se sugiere, al menos mantener el caudal medio mensual natural para favorecer la realización de actividades recreacionales asociadas al turismo. Por otra parte, se estimó que la fauna íctica no se debería ver afectada en caso de desarrollo del proyecto, debido a que las condiciones de oxigenación, velocidad y profundidad del río se mantendrían, principalmente, debido a la morfología del río y de los meso-hábitat presentes, los cuales no sufrirían cambios ante una potencial modificación de los caudales.

Referencias

- Aquaflow (2015). Informe proyecto Central hidroeléctrica La Frontera. Concepción, Chile
- Bogan, A.E. (1993). Freshwater bivalve extinctions (Mollusca: Unionoida): a search for causes. *American Zoologist* 33(6), 599 - 609
- CADE-IDEPE (2004). Línea de base medio biótico proyecto Embalse Punilla. Informe de CADE-IDEPE Consultores en Ingeniería para Dirección de Obras Hidráulicas, Ministerio de Obras Públicas, Gobierno de Chile
- Carvajal-Escobar, Y. (2008). Environmental flow regime in the framework of integrated water resources management strategy. *Ecohydrology & Hydrobiology* 8(2-4), 307-315



- Comité Ambiental Municipal (2015). Acta Comité Ambiental Municipal de San Fabián de Alico del 9 de diciembre 2015. San Fabián de Alico, Chile
- Embalse Punilla (2004). Embalse Punilla VIII Región del Bio Bio. Servicio de Evaluación Ambiental, Gobierno de Chile
- EULA (2000). Determinación del caudal mínimo ecológico del Proyecto Hidroeléctrico Quilleco en el río Laja considerando variables asociadas a la biodiversidad y disponibilidad de hábitat. Informe de avance. Unidad de Sistemas Acuáticos, Centro de Ciencias Ambientales EULA-Chile, Universidad de Concepción, Chile
- Diez, J.M. y Olmeda, S. (2008). Diseño eco-hidrológico de pequeñas centrales hidroeléctricas: evaluación de caudales ecológicos. *Energética* 39, 65 - 76
- García, A., Jorde, K., Habit, E., Caamaño, D. and Parra, O. (2011). Downstream environmental effects of dam operations: changes in habitat quality for native fish species. *River Research and Applications* 27(3), 312 - 327
- Hidroñuble (2006). Central Hidroñuble. Servicio de Evaluación Ambiental, Gobierno de Chile
- Illanes y Asociados (2006). Línea de base medio biótico Proyecto Central Ñuble de pasada. Informe de Illanes y Asociados para la Dirección de Obras Hidráulicas, Ministerio de Obras Públicas, Gobierno de Chile
- Jamett, G. y Rodrigues, A. (2005). Evaluación del instrumento caudal ecológico, panorama legal e institucional en Chile y Brasil. *REGA - Revista de Gestão de Água da América Latina* 2(1), 83 - 96
- Jowett, I.G. (1997). Instream flow methods: a comparison of approaches. *Regulated Rivers: Research & Management* 13(2), 115 - 127
- Martínez Capel, F. (2011). Modelos de idoneidad de microhábitat para el estudio del régimen ecológico de caudales. Artículo interno Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universidad Politécnica de Valencia, España
- Mendoza, M. (2015). *Dinámica de los procesos hidrológicos en la cuenca del río Ñuble en San Fabián*. Proyecto de título, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Chile
- MinEnergía (2016). Nuevo sistema de pronóstico para ERNC. Ministerio de Energía, Chile, 29 de agosto 2016, www.energia.gob.cl/tema-de-interes/presentan-sistema-de-pronostico
- MinEnergía (2015). Bío Bío la capital energética de Chile. Ministerio de Energía, Gobierno de Chile, 30 de noviembre 2015, www.energia.gob.cl/tema-de-interes/biobio-la-capital-energetica-de
- MMA (2012). Reglamento para determinación del caudal ecológico mínimo. Decreto 14. Ministerio de Medio Ambiente, Gobierno de Chile
- Mosley, M.P. (1983). Flow requirements for recreation and wildlife in New Zealand rivers – a review. *Journal of Hydrology New Zealand* 22(2), 152-174
- Reiser, D.W., Ramey, M.P., Beck, S., Lambert, T.R. and Geary, R.E. (1989). Flushing flow recommendations for maintenance of salmonid spawning gravels in a steep, regulated stream. *Regulated Rivers: Research & Management* 3(1), 267 - 275
- Schneider, M., Noack, M., Gebler, T. and Kopecki, I. (2010). Handbook for the habitat simulation model CASiMiR. Module CASiMiR-Fish. Base Version. Schneider & Jorde Ecological Engineering GmbH and University of Stuttgart Institute of Hydraulic Engineering, Germany
- SEA (2016). Guía metodológica para determinar el caudal ambiental para centrales hidroeléctricas en el SEIA. Servicio de Evaluación Ambiental, Chile.
- SEA (2017) Guía para la descripción del área de influencia. Servicio de Evaluación Ambiental, Chile.
- USACE (2012). HEC-RAS, River Analysis System. Hydraulic reference manual. US Army Corps of Engineers, Davis, CA, USA

Obras y Proyectos guidelines for authors

1. The articles submitted should be original and not have been published before nor be in a revision process for other publication. Once the article is received complying with the points detailed below, it will be sent to external reviewers, experts in the specific subject of the article. The authors are responsible for recognising any conflict of interest which might bias the work, for example, naming sources of funding and support.
2. Articles should not have more than 8000 words. No specific format is obligatory, but it is suggested the use of letter size 12, Times New Roman letter type and double spacing. It is required to write with clarity, which means to follow a logical sequence of what is written. It is also needed clear figures, plots, tables and pictures.
3. Articles should include in the first page the title, name and surname of the authors as well as the affiliation, postal and electronic address of all the authors. The title has to be written in Spanish and English.
4. The abstract should not exceed more than 250 words and should address the key points of the articles and gives a brief resume of the application and main article conclusion. The abstract has to be a correct translation from the Spanish. Keywords have to be included in English and Spanish.
5. The references have to be complete and correct. The references cited in the text, figures and tables have to be included in the reference list at the end of the article and vice versa. In the text, figures and tables, references should be written as Martínez (2008) or (Goodell and Warren, 2006). For more than two authors it should be cited as (Van Abeelen *et al.*, 2008). If the same authors cited have more than one publication the same year, it should be used 2010a, 2010b, etc. The style of the references should consider the following examples:

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

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

Kausel, E. (2017). *Advanced structural dynamics*. Cambridge University Press
6. Tables and formulae (equations) should be numbered sequentially in the same order as they appear in the text, with Arabic numbers and referring to them as: Table 1, Table 2, formula (1), formula (2)...etc., as appropriate. Tables should not repeat results presented in plots and the titles for tables put above the table. The unit system accepted is the International System IS.
7. Figures can include plots, sketches and diagrams. Figures should be sent ready for publication, laser print quality. Photographies and pictures should also be of high quality. Sequentially numbered as Figure 1, Figure 2 or Photography 1, Photography 2, etc. and the title for the figure put below the figure. Figures have to be mentioned in the text before they appear.
8. Opinions stated in the articles published in Obras y Proyectos are exclusive responsibility of the authors and they do not reflect necessarily the point of views of the Department of Civil Engineering of the Catholic University of Concepción, UCSC.
9. The submission of an article to Obras y Proyectos implicates that the authors accept to transfer the authors' rights of their articles to the UCSC only if the article is accepted for publication. The copyrights cover the exclusive rights for the reproduction and distribution of the article, including reprints, photographic reproductions, microfilms, scanning or any other similar production method as well as translations. Permissions to use figures which do not belong to the authors have to be obtained by the authors before submitting the article.



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

EXPERTOS A NIVEL GLOBAL - EXPERIENCIA LOCAL EN CARACTERIZACIÓN DE SUELOS

SERVICIOS IN-SITU



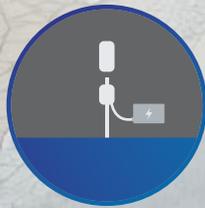
Ensayos de piezócono
sísmico (SCPTu)



Veleta de corte
electrónica (VST)



Piezómetros de
cuerda vibrante



Calibración de
energía de SPT



Dilatómetro (DMT)



Monitoreo de
instrumentación



SECTORES

• MINERA

- Relaves y Embalses
- Pilas de lixiviación

• ENERGIA

- Plantas y Fundaciones
- Transporte y Transmisión

• INFRAESTRUCTURA

- Puertos y Aeropuertos
- Puentes y Carreteras

• CONSTRUCCIONES

- Comercial e Industrial
- Proyectos públicos



OITEC Geotecnia



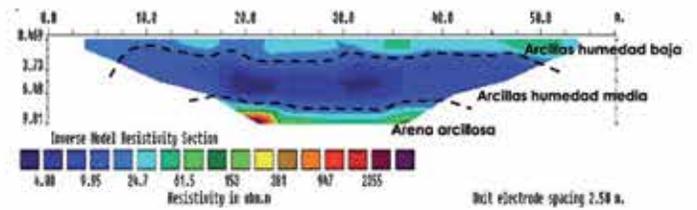
OITEC Hidráulica



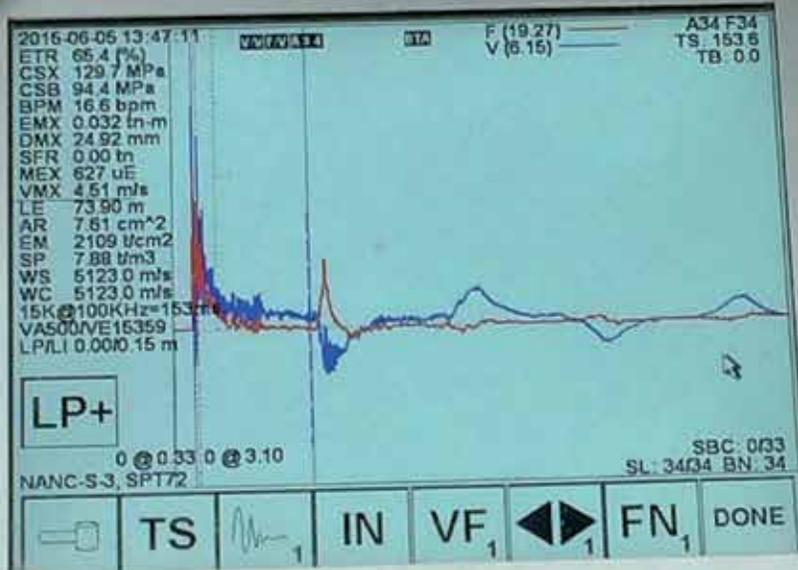
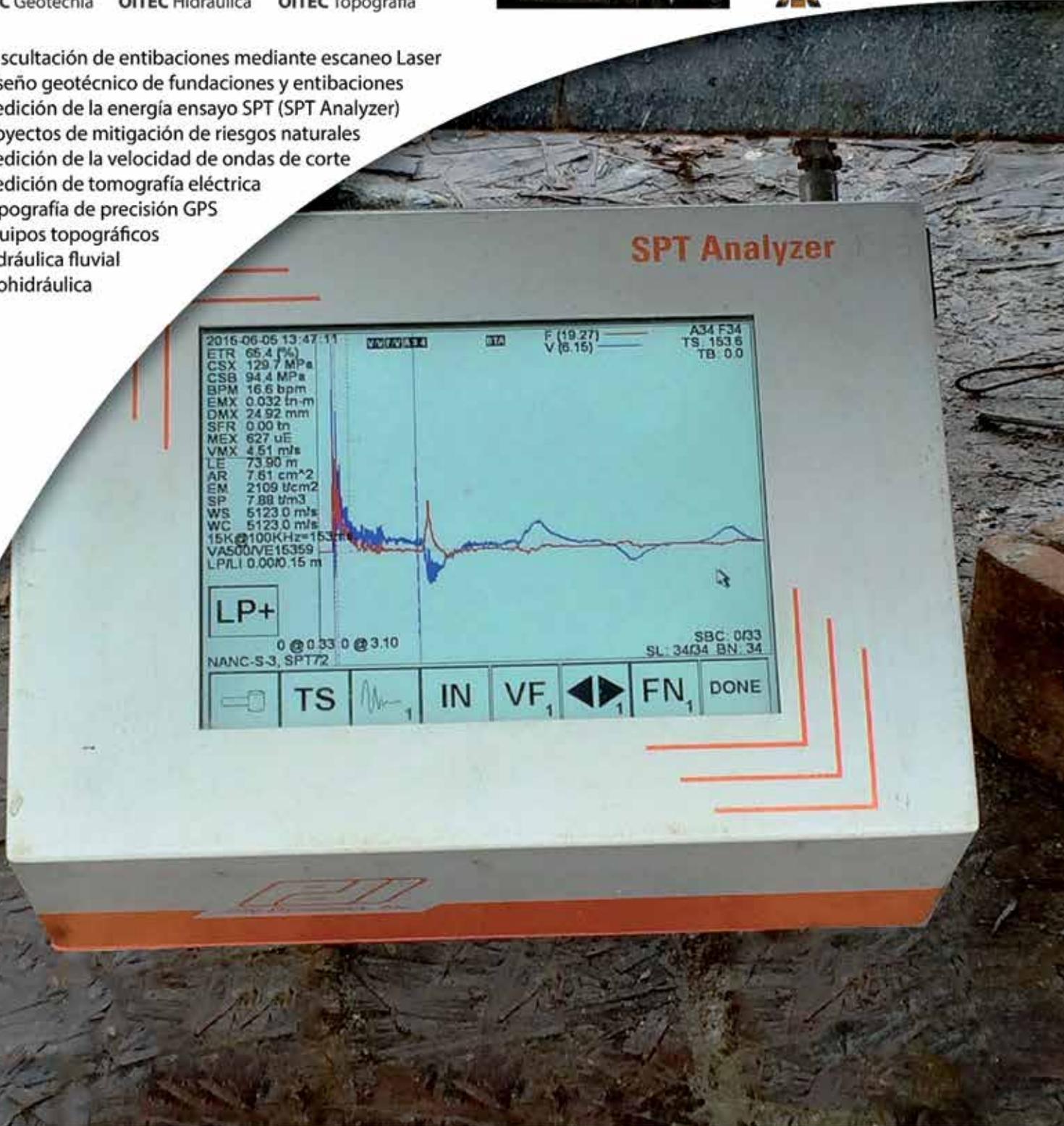
OITEC Topografía

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

Tomografía Eléctrica, caracterización de sitios



Auscultación Geotécnica, Proyecto Edificio Centro Costanera



EJECUCIÓN DE PILOTES DE GRAN DIÁMETRO



FERRARA
PROYECTOS ESPECIALES

PROYECTOS,
EXPLORACIONES Y
OBRAS GEOTÉCNICAS