

Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente

Comportamiento de limos mezclados con lodos ricos en diatomeas y materia orgánica

Francisca, F. M. - Bertolino, S. - Camara, O. - Van de Velde, G.

Análisis geomorfológico, geotécnico y aplicación de un modelo al flujo de detritos de Minatitlán, Colima, México

Arreygüe Rocha, E. - Chávez Negrete, C. - García Ávila, S. - Alarcón Ibarra, J.

Comportamiento de suelos limosos con agregado de fibras sintéticas y cemento

Eberhardi, M. - Arriá, P. - Aiassa Martínez, G.

Aspectos geológicos y geotécnicos preliminares de la fundación de la presa del arroyo Blanco, Tandil

Giaconi, L. M. - Calvety Amboni, B. - Giaconi, M. N.

Características geotécnicas en el área de la base científica "Carlini", península Potter, isla 25 de Mayo, Antártida

Silva Busso, A. - Yermolin, Y.

Actualización y análisis de las curvas intensidad - duración - frecuencia para la localidad de Balcarce, provincia de Buenos Aires, Argentina

Puricelli, M.

Importância do mapa de unidades básicas de compartimentação (UBCs) na elaboração de zoneamento

(geo)ambiental analítico - Estudo de caso na bacia hidrográfica do rio do Monjolinho (São Carlos, SP-Brazil)

Contri Campanelli, L. - Lorandi, R.

Relación magnitud-frecuencia de sismos para la ciudad de Mendoza, Argentina

Pizarro, N. F. - Frau, C. D. - Tornello, M. E. - Gallucci, A. R.

Avances en la valoración del peligro sísmico en fallas con actividad cuaternaria. Sierras Pampeanas de Córdoba

Sagripanti, G. - Villalba, D. - Villegas, M. - Castaldi, G. - Benito, E. - Muratore, N.

Transporte de sustancias contaminantes en la zona no saturada del sector industrial planificado

(Tornquist, provincia de Buenos Aires)

Lexow, C. - Albouy, R. - Carrica, J. - Lafont, D.

Portada: Plataforma de abrasión al sur de Santa Clara del Mar. Fotografía: María Paula Bunicontro

Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente



**Revista de Geología
Aplicada a la Ingeniería
y al Ambiente**



Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente

Publicación Oficial de

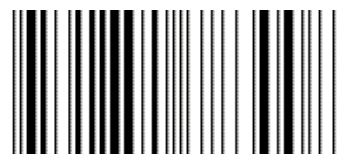


Maipú 645, Piso 1° - C1006ACG
Ciudad Autónoma de Buenos Aires

editores@asagai.org.ar
www.asagai.org.ar
Tel/Fax (011)4322-2820

Número 32 • 2014

ISSN 1851-7838



REVISTA DE GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA Y AL AMBIENTE

EDITOR JEFE

MSc Geólogo Norberto Jorge Bejerman
Dirección Provincial de Vialidad de Córdoba
Argentina
editores@asagai.org.ar

EDITOR ASOCIADO

Prof. Dr. José Chacón
Departamento de Ingeniería Civil
Universidad de Granada
España
jchacon@ugr.es

COMITÉ EDITORIAL

Prof. Dr. Helder Iglésias Chaminé
Departamento de Engenharia Geotécnica
Politécnico do Porto
Portugal
hic@isep.ipp.pt

Dra. Silvina A. Marfil
Departamento de Geología
Universidad Nacional del Sur
Argentina
smarfil@uns.edu.ar

Dr. Julio Luis del Río
Instituto de Geología de Costas y del Cuaternario
Unidad Nacional de Mar del Plata
Argentina
julioluisdelrio@gmail.com

Dra. Graciela E. Tello
Universidad Nacional de la Patagonia Austral
Unidad Académica Río Turbio. Santa Cruz
Argentina
gtello28@yahoo.com

Prof. Dr. Luis I. González de Vallejo
Departamento de Geodinámica
Universidad Complutense de Madrid
España
vallejo@geo.ucm.es

Dra. Ofelia Tujchneider
Departamento de Hidrología y Ambiente
Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas
Universidad nacional de El Litoral. Santa Fe
Argentina
pichy@fich1.unl.edu.ar

SECRETARIO

Dr. Francisco Locati
CICTERRA (CONICET - UNC)
Argentina
flocati@efn.uncor.edu

PRODUCCIÓN EDITORIAL

Encargada de Diseño *Paula Paredes*
paulaparedes13@hotmail.com

Webmaster *Guillermo Saint*
saintdisegno@arnet.com.ar

ASOCIACIÓN ARGENTINA DE GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA

COMISIÓN DIRECTIVA 2010 - 2014

PRESIDENTE	<i>Norberto Jorge Bejerman</i>
VICEPRESIDENTE	<i>Fabio S. Luna</i>
SECRETARIO	<i>Rubén A. López</i>
TESORERO	<i>Adrián Angel Silva Busso</i>
VOCAL TITULAR	<i>Cristina Dapeña</i>
VOCAL TITULAR	<i>Mabel Mena</i>
VOCAL SUPLENTE	<i>Luis Mario Giaconi</i>
REVISOR DE CUENTAS TITULAR	<i>José L. Guerrero</i>
REVISOR DE CUENTAS TITULAR	<i>Fernando Díaz</i>
REVISOR DE CUENTAS SUPLENTE	<i>Carlos Marconi</i>

Maipú 645, Piso 1° - C1006ACG - Ciudad Autónoma de Buenos Aires
asagai@asagai.org.ar
www.asagai.org.ar

INDICE

Trabajo	Autor/es	Pág
Staff		I
Comisión Directiva		II
Comportamiento de limos mezclados con lodos ricos en diatomeas y materia orgánica	<i>Francisca, Franco M. - Bertolino, Silvana Camara, Osvaldo - Van de Velde, Germán</i>	1
Análisis geomorfológico, geotécnico y aplicación de un modelo al flujo de detritos de Minatitlán, Colima, México	<i>Arreygue Rocha, E. - Chávez Negrete, C. - García Ávila, S. - Alarcón Ibarra, J.</i>	13
Comportamiento de suelos limoso con agregado de fibras sintéticas y cemento	<i>Eberhardt, Marcelo - Arrúa, Pedro - Aiassa Martínez, Gonzalo</i>	23
Aspectos geológicos y geotécnicos preliminares de la fundación de la presa del arroyo Blanco, Tandil	<i>Giaconi, Luis Mario - Calvetty Amboni, Boris - Giaconi, Mario Nicolás</i>	31
Características geotécnicas en el área de la base científica "Carlini", península Potter, isla 25 de Mayo, Antártida	<i>Silva Busso, Adrián - Yermolin, Yevgueniy</i>	53
Actualización y análisis de las curvas intensidad - duración - frecuencia para la localidad de Balcarce, provincia de Buenos Aires, Argentina	<i>Puricelli, Marino</i>	61
Importância do mapa de unidades básicas de compartimentação (UBCs) na elaboração de zoneamento (geo)ambiental analítico - Estudo de caso na bacia hidrográfica do rio do Monjolinho (São Carlos, SP-Brazil)	<i>Contri Campanelli, Leandro - Lorandi, Reinaldo</i>	71
Relación magnitud-frecuencia de sismos para la ciudad de Mendoza, Argentina	<i>Pizarro, Nery F. - Frau, Carlos D. - Tornello, Miguel E. - Gallucci, Ángel R.</i>	81
Avances en la valoración del peligro sísmico en fallas con actividad cuaternaria. Sierras Pampeanas de Córdoba	<i>Sagripanti, Guillermo - Villalba, Diego - Villegas, Mónica - Castaldi, Gimena - Benito, Eugenia - Muratore, Noelia</i>	93
Transporte de sustancias contaminantes en la zona no saturada del sector industrial planificado (Tornquist, provincia de Buenos Aires)	<i>Lexow, Claudio - Albouy, René - Carrica, Jorge - Lafont, Daniela</i>	107
Instrucciones para autores		117
Formulario de suscripción o compra		121

MISIÓN Y OBJETIVOS DE LA PUBLICACIÓN

Misión y objetivos de la publicación

La *Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente* es la publicación oficial en Argentina de la asociación miembro de la *International Association of Engineering Geology and the Environment*. La *Geología Aplicada a la Ingeniería* se define, en los estatutos de la IAEG, como "la ciencia dedicada a la investigación, estudio y solución de los problemas ambientales e ingenieriles que correspondan como resultado de la interacción entre la geología y las obras y actividades del ser humano, así como de la predicción y del desarrollo de medidas previsoras o de corrección de los peligros geológicos". La *Geología Aplicada a la Ingeniería* comprende: "la definición de la geomorfología, estructura, estratigrafía, litología y los acuíferos de las formaciones geológicas, las propiedades químicas e hidráulicas de todos los materiales involucrados en la construcción, extracción de recursos y cambio ambiental; la valoración del comportamiento hidrológico y mecánico de los suelos y macizos rocosos; la predicción de los cambios de las anteriores propiedades con el tiempo; la determinación de los parámetros a tener en cuenta en el análisis de estabilidad de las obras de ingeniería y de los terrenos; el mantenimiento y mejora de la condición ambiental del terreno"

La *Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente* tiene por objeto fomentar la publicación y difusión de artículos originales de calidad en todos los ámbitos propios, así como la difusión de noticias sobre eventos y publicaciones de interés en la temática. Está dirigida a científicos y profesionales geólogos, ingenieros y tecnólogos.

En todos los casos, las opiniones vertidas en esta publicación son responsabilidad de los autores y no reflejan posiciones oficiales de la Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería. Todos los artículos son sometidos a un proceso de revisión por pares a cargo de especialistas de reconocido prestigio que colaboran, a tal fin, voluntariamente y sin lucro alguno, con la Revista.

Leyenda de protección de derechos de autor

Todos los artículos publicados en esta Revista cuentan con protección de los derechos de autor. Ninguna parte del material publicado aquí podrá ser reproducido, transmitido, almacenado o utilizado en ninguna forma o por cualquier medio gráfico, electrónico, o mecánico, incluyendo, pero no limitándose a, el fotocopiado, grabación, escaneo, digitalización, grabación en cinta, distribución en la Web, redes de información, o sistemas de almacenamiento y recuperación, sin permiso previamente aceptado del Editor.

El autor podrá incluir una versión del artículo en su propio sitio Web o en el de su institución. Los Autores podrán reproducir el Artículo, total o parcialmente, y difundir su contenido o ponerlo a disposición del público, en formato impreso o electrónico, como parte de un contenido docente o como una recopilación, para su uso en el ámbito académico o de investigación en la institución a la que pertenezcan, citando que fue publicado en la revista.

Precio de la revista

Quienes estén interesados en adquirir un ejemplar de la Revista, cuyo costo es de 400 pesos, deberán contactarse con la Editorial (editores@asagai.org.ar).

En la página 121 encontrará el formulario a completar a tal efecto

Aims and objectives

*The Journal of Engineering and Environmental Geology (JEEG) is the official publication in Argentina of the corresponding association of the **International Association of Engineering Geology and the Environment**. "Engineering geology, is defined in the statutes of the IAEG as the science devoted to the investigation, study and solution of engineering and environmental problems which may arise as the result of the interaction between geology and the works or activities of man, as well as of the prediction of and development of measures for the prevention or remediation of geological hazards. Engineering geology embraces: the definition of the geomorphology, structure, stratigraphy, lithology and ground water conditions of geological formations; the characterisation of the mineralogical, physico-geomechanical, chemical and hydraulic properties of all earth materials involved in construction, resource recovery and environmental change; the assessment of the mechanical and hydrological behaviour of soil and rock masses; the prediction of changes to the above properties with time; the determination of the parameters to be considered in the stability analysis of engineering works and earth masses; the improvement and maintenance of the environmental condition and properties of the terrain".*

The aims of this journal are the publication and diffusion of original quality paper in all related fields and also the diffusion of news about related events and publications of interest. It is addressed to scientist and professional geologists, engineers and technologists.

In any case, the opinions expressed in this publication are responsibility of the authors and do not reflect official positions of the Argentina Association of Engineering Geology. All items are submitted to a peer review process by renowned specialists who collaborate to that end, voluntarily and without any profit, with the Journal.

Authors Copyrights

All papers published in this Journal are protected by copyrights. No part of published material covered herein may be reproduced, transmitted, stored, or used in any form or by any means graphic, electronic, or mechanical, including but not limited to photocopying, recording, scanning, digitizing, taping, Web distribution, information networks, or information storage and retrieval systems, without a previously accepted permission by the Editor.

The author(s) will be allowed to include a paper version in his own or institutional Web site. The author(s) may reproduce the paper, totally or partially, and diffuse it contain or let it available to the public in impressed or electronic format only as a part of a teaching context or as a state-of-the art reviewing, for it use in a academic context or for researches in their institution, by citing its previous publication in this Journal.

Price of the Journal

All interested in buying a copy of any Journal issue, with the actual cost of ARS 400, should be in contact with the Editor (editores@asagai.org.ar).

In page 121 an application form to be fulfilled and sent to the Editor is available.



Comportamiento de limos mezclados con lodos ricos en diatomeas y materia orgánica

Behavior of silts mixed with sludge rich in diatoms and organic matter content

Francisca, Franco M. ^{1,2} ✉ - Bertolino, Silvana ^{1,2} - Camara, Osvaldo ^{1,2} - Van de Velde, Germán ²

Recibido: 25 de julio de 2012 • Aceptado: 02 de septiembre de 2013

Resumen

La alta generación de lodos, tanto de plantas potabilizadoras como depuradoras, es una problemática ambiental de gran interés en la actualidad. En la actualidad existe una tendencia de aprovechar estos lodos, bajo ciertas normativas que regulan su uso. Este trabajo presenta las principales propiedades físicas, químicas y mineralógicas de los lodos generados en la planta potabilizadora de agua "Suquía" de la Ciudad de Córdoba, Argentina. Estos lodos, con un muy alto contenido de agua, en la actualidad se disponen con los residuos sólidos urbanos de la ciudad. El propósito de este trabajo es discutir las posibles alternativas de tratamiento de los lodos con el objeto de densificar los mismos y analizar su potencial uso como material inerte en mezclas de suelo-lodo. Las características estudiadas incluyen propiedades físicas, medición de granulometría, superficie específica, microscopía de barrido electrónico, análisis químicos y contenido de materia orgánica. En particular, se evalúa cómo la presencia de lodo afecta el comportamiento de limos recompactados con el objeto de poder construir terraplenes con este material. Los resultados obtenidos muestran que los lodos generados en la planta de tratamiento de agua pueden ser mezclados de manera segura con los suelos locales y utilizados en varias aplicaciones geotécnicas.

Palabras Clave: lodo, limo, mezcla, comportamiento.

Abstract

The significant amount of sludge, even from water treatment or waste water treatment plants, is a important environmental issue. There is a tendency to reuse this material nowadays, under different regulations that restrict their usage. This work presents relevant physical, chemical and mechanical properties of the sludge from the "Suquía" water treatment plant in Cordoba city, Argentine. The sludge has a significant amount of water and, even that, is currently being disposed with municipal solid wastes. The purpose of this research is to present different alternative uses for the sludge and to analyze

1. Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET)

2. Universidad Nacional de Córdoba, Av. Vélez Sarsfield 1611, 5016 Córdoba, Argentina

✉ ffrancis@efn.uncor.edu

its use as inert material in soil-sludge mixtures. Characterization consists of measurements of physical properties, particle size, specific surface, scanning electronic microscope, chemical analysis and organic matter. Mixtures of silt with different amounts of the sludge material were tested to evaluate their potential use as a construction material for slides and embankments. Obtained results show that the sediments generated in the water treatment plant can be safely mixed with local soils and used for different geotechnical applications.

Keywords: *sludge, silt, mixture, behavior.*

INTRODUCCIÓN

Durante los últimos años se han llevado a cabo grandes esfuerzos para prevenir, o al menos minimizar, la generación de residuos a través del uso de materiales que no sean contaminantes para el ambiente.

Los procesos de tratamiento llevados a cabo en plantas potabilizadoras de agua generan lodos como subproductos que en la actualidad, en la mayoría de los casos, no tienen ningún tipo de utilización posterior y son dispuestos como un residuo. Estos lodos proceden del lavado de filtros, de los tanques de sedimentación, o una mezcla de ambos (Zhou et al., 2012). Los mismos son depositados actualmente en grandes áreas de terreno sin tratamiento alguno generando daño al medio ambiente. Este es un material compuesto por sedimentos aglomerados (flóculos) que se han formado en procesos de coagulación-floculación llevados a cabo en las piletas de tratamiento (Wang et al., 1992).

Esta problemática es de gran interés en la actualidad. Por ejemplo, en Francia, en 384 plantas potabilizadoras, con una producción total de agua tratada de $1,2 \times 10^9$ m³/año, se generan 63.800 ton/año (base seca) de lodos y en España, donde la obtención de agua potable para consumo humano proviene en más del 80% de los casos de la potabilización de aguas superficiales, se producen anualmente 120.000 ton de materia seca de este residuo en 215 estaciones de potabilización de aguas (Armenter et al., 2002; Adler, 2002; Ramírez Zamora et al., 2008). Para el caso de América Latina, en México existen 372 plantas potabilizadoras, las cuales en conjunto tratan alrededor de 109,8 m³/s de agua. De éstas, sólo operan 296 plantas con un gasto de operación de 76,8 m³/s, las cuales utilizan algún tipo de coagulante para eliminar los sólidos suspendidos que contiene el agua, siendo el sulfato de aluminio el más utilizado. Considerando un valor medio de producción de lodos de 0,7 % del agua tratada, se generan alrededor de 0,54 m³/s de lodos, que deben ser manejados y dispuestos adecuadamente. Situaciones similares se observan en Argentina y los demás países de Sudamérica.

El tratamiento de estos lodos requiere de operaciones de homogeneización, espesado, estabilización, acondicionamiento y deshidratación. Estos procesos son necesarios para la disminución de volumen, la estabilización y el secado de los lodos (Metcalf y Eddy, 1995; Barrenetxea et al., 2003; Méndez Lázaro, 2005; Maldonado Cuesta, 2005; CEDEX, 2007). Una vez realizados estos procesos es necesario disponer de manera adecuada los lodos densificados en un repositorio final o encontrar alguna aplicación de los mismos como material de construcción o en aplicaciones ambientales.

Algunos ingenieros geoambientales han concentrado sus esfuerzos en evaluar la factibilidad de utilizar diferentes materiales tales como papel, plástico, vidrio, residuos industriales y cenizas volantes, como sustitutos o agregados de suelo en

varias aplicaciones de la ingeniería civil (carretera, terraplenes y estructuras de retención). Estas aplicaciones involucran la evaluación no sólo del comportamiento mecánico, sino también de aspectos ambientales que incluyen compatibilidad química y durabilidad (Sharma y Reddy, 2004). En este contexto los lodos generados en el tratamiento de agua potable o residual constituyen un material alternativo para agregar que, por sus características, podría mezclarse con el suelo.

La tendencia mundial actual es el aprovechamiento de estos lodos bajo ciertas normativas que regulan un manejo sustentable. El objeto es evitar que el uso desmedido de lodos en suelos altere las características del sustrato y lleve a la contaminación de las aguas subterráneas, de ciertos cultivos o de la red trófica (Montserrat y Huerta, 2005).

En esta investigación se analizan propiedades físicas, químicas y mineralógicas relevantes de los lodos generados en la planta potabilizadora Suquía, la cual provee de agua a la mitad de la población de la Ciudad de Córdoba, Argentina. Este material fue ensayado en diferentes mezclas con suelo local para evaluar el comportamiento mecánico de la mezcla en búsqueda de posibles aplicaciones geotécnicas y en construcciones civiles.

MATERIALES Y MÉTODOS

Suelos y lodos utilizados

Los materiales utilizados fueron limos loésicos típicos del Centro de Argentina y lodos generados en la planta potabilizadora Suquía de la provincia de Córdoba, República de Argentina.

Los suelos loésicos utilizados son típicos de la llanura pampeana en el centro y este de la Argentina. Este tipo de suelo fue muestreado en el predio de Ciudad Universitaria de la Universidad Nacional de Córdoba. Para ello se realizó una excavación a cielo abierto hasta la profundidad adoptada en 0,5 m (por debajo del manto orgánico). Este material ha sido ampliamente estudiado en las últimas décadas por el grupo de geotecnia de la FCEFyN de la Universidad Nacional de Córdoba. Un resumen de las principales características de este material puede encontrarse en Moll y Rocca (1991), Rocca et al. (2006), Rinaldi et al. (2007), Francisca et al. (2008) y Terzariol (2009).

El lodo utilizado se obtuvo de la Planta Potabilizadora "Suquía", de la Ciudad de Córdoba, y fue muestreado durante 17 ocasiones a lo largo de todo un año. Dicha planta utiliza sulfato de aluminio en el proceso de coagulación-floculación. El lodo producido durante la coagulación se comporta como un fluido viscoso, es voluminoso y de aspecto gelatinoso. Este material contiene óxidos e hidróxidos metálicos y compuestos orgánicos e inorgánicos (microorganismos, arcilla y limo). Los hidróxidos presentes en la masa de lodo contienen grandes

cantidades de agua atrapada en su estructura, lo que dificulta la deshidratación completa del mismo.

Procedimientos experimentales

Propiedades físicas del lodo y suelo

Las principales propiedades físicas de los lodos y el limo estudiado se determinaron siguiendo los lineamientos de las normas (ASTM, 2007). Las propiedades estudiadas incluyeron granulometría, límites de Atterberg, gravedad específica, superficie específica y clasificación unificada.

Propiedades fisico-químicas del lodo

Se determinó el contenido de materia orgánica a partir de la pérdida de peso por calcinación. El lodo fue inicialmente secado en estufa a $110 \pm 5^\circ\text{C}$ y luego calcinado en una mufla a 600°C durante 90 minutos. El contenido de materia orgánica en el material seco se determinó a partir de la pérdida de peso debido a la calcinación.

El análisis químico incluyó la determinación de pH, aniones, análisis bacteriológico y presencia de metales. El análisis de aniones y bacteriológico fue determinado preparando una mezcla de 5gr en 500ml de agua calidad reactivo. El análisis de metales fue realizado sobre las muestras de lodo en estado natural. El pH del lodo fue determinado sobre especímenes en estado natural, secado en estufa a 105°C y calcinado a 600°C . Para ello se mezcló el lodo con agua desionizada en una relación 1:10. Esta mezcla se dejó equilibrar durante unos minutos para posteriormente determinar el pH del sobrenadante empleando un medidor de pH con electrodo de vidrio.

Composición mineralógica del lodo

Se determinó la composición mineralógica por difracción de rayos X sobre muestra total sin orientar y sobre la fracción arcilla ($<2\mu\text{m}$, separada por decantación) en preparados orientados naturales, glicolados y calcinados a 500°C , empleando para ello un difractómetro de polvos Philips X'Pert PRO PW3050/60 con radiación de $\text{CuK}\alpha$ ($\lambda=1,5418\text{\AA}$), monocromador de silicio, a 40kV y 40mA, a una velocidad de barrido de aprox. $2^\circ/20/\text{min}$. Para el procesamiento de los difractogramas se usó el programa HighScore Plus de Philips.

Estas determinaciones se complementaron con microscopía electrónica de barrido (SEM) LEO 1450VP equipado con un sistema de detección de rayos x dispersivo en energías (EDAX Genesis 2000) perteneciente al LABMEM de la Universidad Nacional de San Luis, que permitió caracterizar la morfología y composición química de las partículas e identificar la presencia de diatomeas y otros restos orgánicos.

Ensayos mecánicos en mezclas de limo-lodo

Los ensayos realizados consistieron en ensayos de compactación, consolidación, resistencia a la compresión simple y resistencia triaxial. Estos ensayos fueron realizados en mezclas de limo con distintos contenidos de lodo secado en estufa a $110 \pm 5^\circ\text{C}$.

Los ensayos de compactación fueron realizados sobre mezclas de limo con 0, 8 y 16% de lodo (referido al peso de suelo seco). La compactación de las muestras se realizó siguiendo los lineamientos de la norma ASTM D698-12 (ASTM 2007), pero en un molde de 50,5 mm de diámetro interior, 100 mm de altura, un pisón de 0,72 kg peso y altura de caída de 0,297 m, variando los números de golpes y capas para lograr la energía del ensayo Proctor Normal.

Los ensayos de consolidación unidimensional fueron realizados en mezclas de limo con 0, 2, 8, 16 y 32% de lodo seco, molido y tamizado por el tamiz N°40. Las presiones verticales aplicadas a las muestras durante los ensayos fueron 12, 27, 54, 111, 216 y 438 kPa. Los ensayos fueron realizados siguiendo los procedimientos de la norma ASTM D2435 (ASTM2007).

Los ensayos de compresión simple fueron realizados sobre muestras compactadas con la energía correspondiente al ensayo Proctor Normal siguiendo los lineamientos de la norma ASTM D2166-06 (ASTM2007). Se ensayaron mezclas de limo con 0, 8 y 16% de lodo seco, compactadas con distintas humedades.

Los ensayos triaxiales se realizaron siguiendo la metodología correspondiente a pruebas de carga axial bajo condición consolidada y drenada de acuerdo a la norma ASTM D7181-11 (ASTM2007). En este caso se ensayaron muestras de limo y limo con 32% de lodo, en estado compactado utilizando la energía de compactación del ensayo Proctor Normal. Los especímenes de limo fueron compactados a contenidos de humedad de $14 \pm 1\%$, mientras que los especímenes de limo con 32% de lodo fueron compactados a contenidos de humedad de 16%. El criterio de falla adoptado para estos ensayos fue el máximo valor de tensión desviadora $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$.

RESULTADOS OBTENIDOS

Propiedades físicas, químicas y mineralógicas del lodo

La Tabla 1 resume las principales propiedades físicas del limo y lodo ensayado. Las propiedades del limos se encuentran dentro de los rangos típicos esperados para los loess pampeanos (Francisca et al., 2008). En el caso del lodo, se destaca que presenta un alto contenido de partículas del tamaño de las arcillas y un elevado límite líquido. Sin embargo, la plasticidad resultó nula (comportamiento similar a las arenas). Este comportamiento se atribuye a la presencia de electrolitos y polielectrolitos incorporados en el proceso de potabilización del agua. Además, el lodo está compuesto por 86% de agua y el contenido de materia orgánica es prácticamente el 50% de la materia inorgánica, lo cual afecta significativamente la gravedad específica, humedad, plasticidad, capacidad de intercambio catiónico, conductividad hidráulica, compresibilidad y resistencia (Huang et al., 2009). En particular se observa que el pH resultó diferente cuando se ensayó la muestra en estado natural, secada a estufa y calcinada, lo cual se encontraría asociado a la reducción de la materia orgánica presente en el lodo por efecto del incremento de temperaturas (Sunil et al., 2006).

Los principales aniones encontrados fueron el fosfato (2mg%) y sulfato (23mg%) (Tabla 2), mientras que el análisis de metales arrojó resultados positivos en el caso de calcio, cobre, cromo, hierro, magnesio y aluminio, metales tales como cadmio, níquel y plomo fueron detectados en cantidades traza. Todas las concentraciones encontradas en este material están dentro del rango admisible para su aplicación en suelos.

Valores típicos de la composición mineral de los lodos indican que aproximadamente un 30% estaría compuesto por cuarzo, 25% calcita, 10% plagioclasa, 20% de filosilicatos (arcillas y micas en general), 10% de cristobalita y sílice (en forma de diatomeas), y en menor proporción se encontraría hematita (Figura 1). El difractograma presenta un pico anómalo identificado como polielectrolito, el cual está asociado a los productos químicos incorporados durante la potabilización del agua y densificación de lodos para la floculación de las partículas. Aún

Tabla 1. Propiedades físicas de los materiales utilizados.

Propiedad	Materiales		Norma/Método
	Limo	Lodo	
Gravedad Específica	2,61	2,34	ASTM D854-83
Fracción arenosa (> 0,1 mm)[%]	7	0	
Fracción limosa (0,1 mm - 0,002 mm)[%]	84	70	ASTM D422-63
Fracción arcillosa (<0,002 mm)[%]	9	30	
Límite Líquido [%]	29,6	62 a 72	ASTM D4318-84
Índice Plástico [%]	1,79	0	ASTM D4318-84
Superficie específica [m ² /gr]	8,58	5,51	<i>Santamarina et al. (2002)</i>
Clasificación Unificada	ML	OH - MH	ASTM D2487- 90

ND = No Determinado

Tabla 2. Análisis químico y de metales de diferentes muestras de lodo generado en el tratamiento de agua potable.

Propiedad	Lodo	
Contenido de materia orgánica [%]	4,22	
Contenido de materia inorgánica [%]	9,06	
Contenido de agua [%]	86,72	
pH lodo en estado húmedo	7,41	
pH lodo secado a 105 °C	7,42	
pH lodo calcinado a 600 °C	9,63	
Análisis químico		
Análisis de aniones	Cloruro [mg%]	N/D - LD: 15
	Nitrato [mg%]	Interferente
	Nitrito [mg%]	0,5
	Sulfato [mg%]	23
	Fósforo [mg%]	2
Análisis bacteriológico	Coliformes Totales [NMP/100 ml]	325
	Escherichia Coli	Presencia P/A en 1 gr
Análisis de metales	Cadmio [mg%]	< cmd 0,35
	Calcio [g%]	2,3
	Cobre [mg%]	3,2
	Cromo [mg%]	1,5
	Hierro [gr%]	1,8
	Magnesio [mg%]	400
	Manganeso [mg%]	66
	Níquel [mg%]	< cmd; cmd: 1
	Plomo [mg%]	< cmd: 5
	Aluminio [mg%]	140

ND = No disponible LD = Límite de detección Cmd = Cantidad mínima detectable Cmd = Cantidad mínima cuantificable

luego de sucesivos lavados de las muestras, una fracción del mismo permanece con las partículas floculadas y se manifiesta en el difractograma como un pico no asociado a ningún mineral específico. Además, en las imágenes de microfotografía obtenidas en el microscopio de barrido electrónico se observó un alto contenido de diatomeas y otros restos biogénicos (Figura 2).

Las partículas minerales son de grano muy fino, las arcillas se encuentran en láminas equigranulares con bordes irregulares similares a las de los suelos loessoides de Córdoba. Se observan numerosos fragmentos de diatomeas y otros restos orgánicos, láminas de arcillas y otro material granular muy fino (<1µm) rico en aluminio.

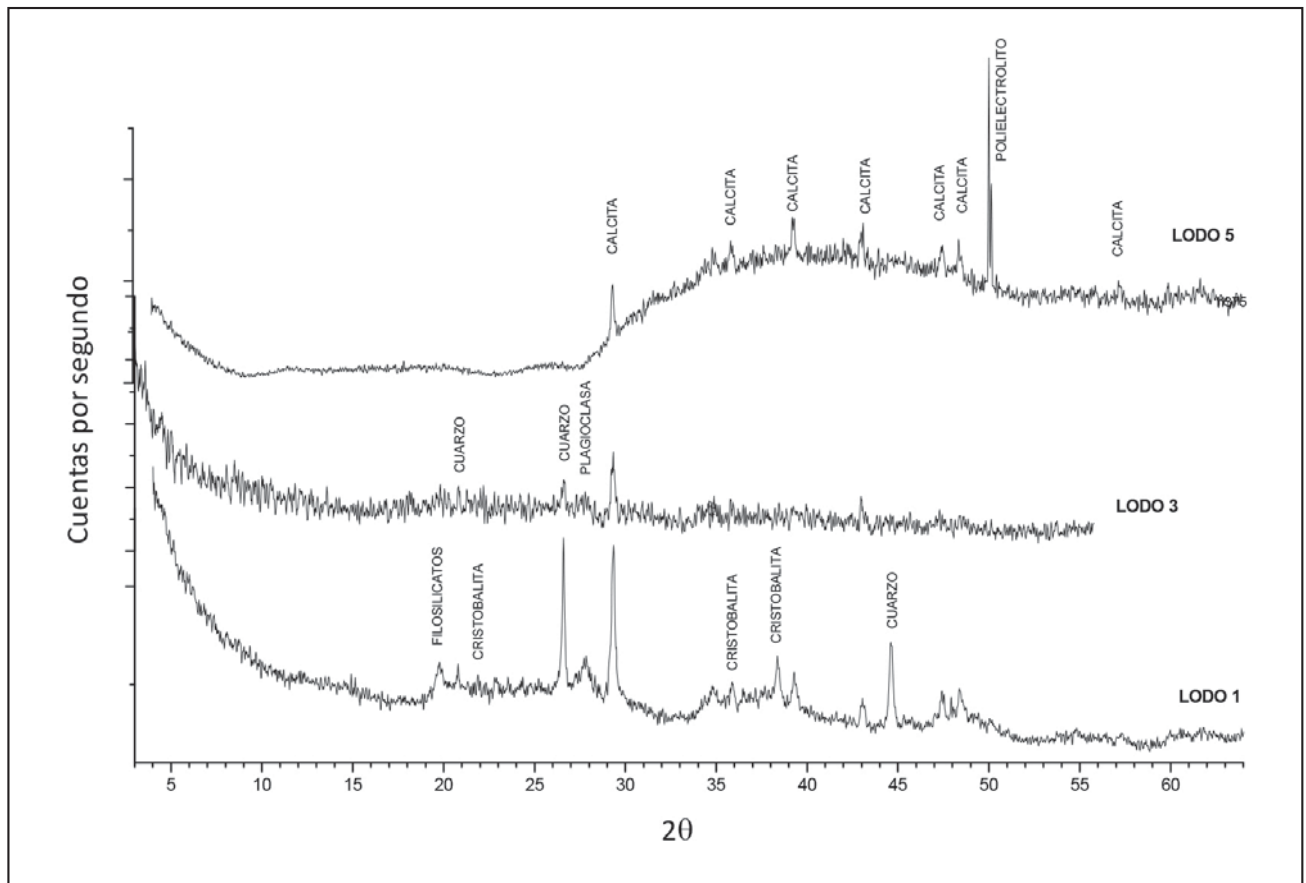


Figura 1. Difractogramas de tres muestras selectas de lodo.

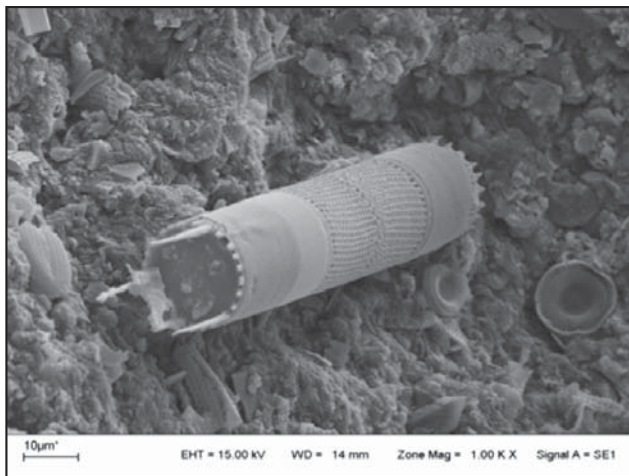


Figura 2. Microfotografía de electrones de lodo (10000X).

Influencia del contenido de lodo en la compactación

La Figura 3 presenta las curvas de compactación obtenidas en las mezclas de limo-lodo. Las líneas sólidas se colocan como guía para la visual del lector (no son líneas de tendencia). Los resultados mostraron que la adición de lodo generó una disminución del peso unitario seco máximo e incrementó el contenido de humedad óptimo. La inclusión de lodo en el limo, antes de la compactación, produce un arreglo de partículas más floculado o abierto (con mayor relación de vacíos), generando contactos borde-cara posiblemente inducidos por el alto contenido salino de los lodos incorporados.

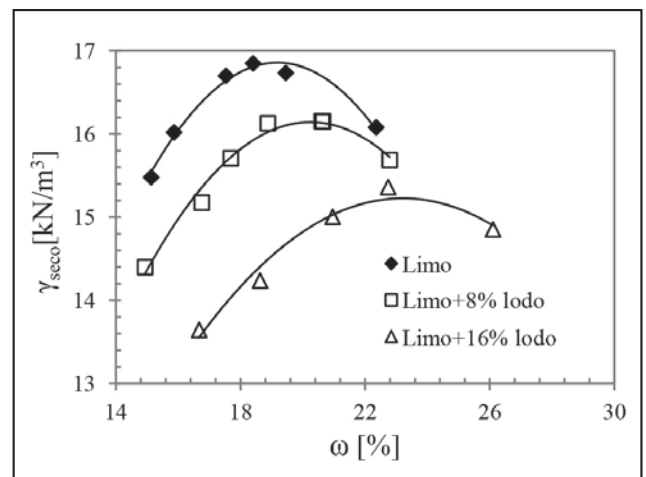


Figura 3. Curvas de compactación Proctor Normal en mezclas de limo-lodo.

Comportamiento frente a procesos de consolidación

El coeficiente de consolidación (C_v) para muestras compactadas de limo con 0, 2, 8 y 16% de lodo resultaron en el rango de 2,5 y 3,5 cm²/min (ver Figura 4). En cambio la adición de 32% de lodo resultó en un aumento bien definido en el coeficiente de consolidación, alcanzando valores en el rango de 3,4 a 3,7 cm²/min. Los valores altos de C_v pueden atribuirse al estado compactado de las muestras, en las cuales la consolidación ocurre relativamente rápido, efecto posiblemente asociado también a la alta concentración de sales de los lodos ensayados.

La Figura 5 muestra curvas de compresibilidad obtenidas para mezclas de limo con distinto contenido de lodo. Los resultados evidenciaron que la adición de lodo generó cambios en la compresibilidad del suelo y un ligero incremento en la relación de vacíos inicial. La Tabla 3 resume valores de índice de recompresión (C_r), e índice de compresión (C_c) obtenidos. Es importante destacar que en estos ensayos se intentó lograr condiciones de densidad seca o relación de vacíos inicial similar para todas las muestras. Sin embargo, la adición del lodo, con alto contenido de materia orgánica y una estructura porosa, produce naturalmente una disminución de la densidad seca, por lo que fue necesario aumentar la energía de compactación

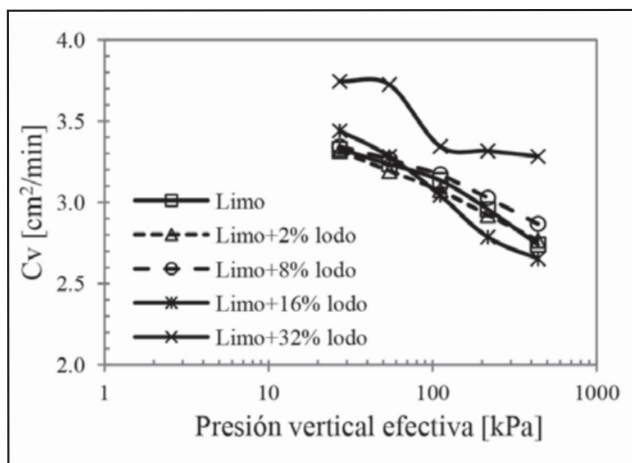


Figura 4. Variación del coeficiente de consolidación (C_v) con la presión vertical efectiva (σ'_v).

Tabla 3. Índice de recompresión (C_r) e índice de compresión (C_c) para mezclas de limo compactado con distintos contenidos de lodo

Contenido de lodo [%]	C_r	C_c
0	0,07	0,21
2	0,086	0,15
8	0,077	0,15
16	0,06	0,14
32	0,011	0,03

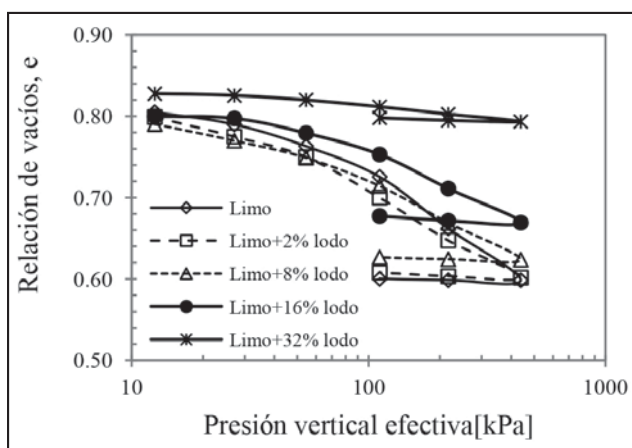


Figura 5. Curvas de compresibilidad para mezclas de limo con diferente porcentaje de lodo.

a medida que el aumentaba el contenido de lodo con el objeto de obtener relaciones de vacíos iniciales similares. Debido a ello, cuando el contenido de lodo es pequeño, la estructura y arreglo de partículas está principalmente controlado por la fracción de limo, mientras que para altos contenidos de lodo el mismo controla el comportamiento de la mezcla. Es por ello que puede observarse que la deformabilidad de las muestras aumentó con el contenido de lodo hasta un 16%, pero la muestra con un 32% resulta más rígida como consecuencia de la muy alta energía de compactación utilizada para lograr una relación de vacíos inicial comparable con las demás.

Resistencia a la compresión simple de mezclas de limo-lodo compactadas

La resistencia a la compresión simple (RCS) del limo compactado también se redujo con el contenido de lodo, tal como puede observarse en la Figura 6. La Figura 6a presenta los resultados para el caso de la muestra de limo compactado, mientras que las Figuras 6b y 6c muestran los resultados obtenidos en las muestras con 8% y 16% de lodo, respectivamente. Sin embargo, la disminución de la RCS resultó poco significativa, aunque si la forma de las curvas tensión-deformación presentaron un aspecto diferente. En general, se obtuvieron mayores resistencias cuando las muestras se compactaron en la rama seca, en comparación con las muestras compactadas en la rama húmeda. La adición de lodo genera un incremento en el módulo de elasticidad inicial ($E_{inicial}$) con lo cual también disminuyen las deformaciones en el punto de rotura de la muestra. Esto genera que la estructura interna tienda a un comportamiento frágil. Adicionalmente, las muestras con mayor contenido de humedad, presentaron menores deformaciones a medida que aumenta el contenido lodo. Esto se debe a la presencia de partículas y fracciones angulosas asociadas a la presencia de diatomeas como la mostrada en la Figura 2.

Comportamiento tensión-deformación, cambio volumétrico y módulo de elasticidad estático en condiciones drenadas

La Figura 7 presenta el comportamiento de tensión desviadora y deformación volumétrica con la deformación axial generada en condiciones triaxiales para probetas de limo compactado. La Figura 7a muestra el comportamiento tensión-deformación axial observado mientras que la Figura 7b presenta las correspondientes curvas de deformación volumétrica en función de la deformación axial registrada durante el ensayo de las probetas. Estos mismos resultados son presentados, también en la Figura 8 para especímenes de limo mezclado con 32% de lodo. De manera similar que en el caso anterior, la Figura 8a muestra el comportamiento tensión-deformación y la Figura 7b la relación existente entre la deformación volumétrica y la deformación axial registrada en los ensayos.

Es importante destacar que en este caso las muestras fueron preparadas compactadas usando la misma energía de compactación, la cual se estipuló igual a la del ensayo Proctor estándar. Por lo tanto, la muestra de limo resultó con menor relación de vacíos que la mezcla limo-lodo, siendo los pesos unitarios de las muestras ensayadas $\gamma_d = 15,8 \text{ kN/m}^3$ y $12,5 \text{ kN/m}^3$, respectivamente,

El comportamiento tensión-deformación mostrado en la Figura 7a es típico para los limos compactados ensayados en condición drenada. La tensión desviadora máxima aumenta con la presión de confinamiento, como también lo hace la pendiente

inicial o módulo de deformación del suelo. Un resultado similar se obtuvo para el caso del suelo compactado con un 32% de limo.

Un comportamiento similar se obtuvo en la muestra de limo-lodo, donde las curvas tensión-deformación desarrollan un pico y al alcanzar la tensión máxima, la resistencia axial disminuye con el incremento de la deformación vertical (ϵ_v) (Figura 8a).

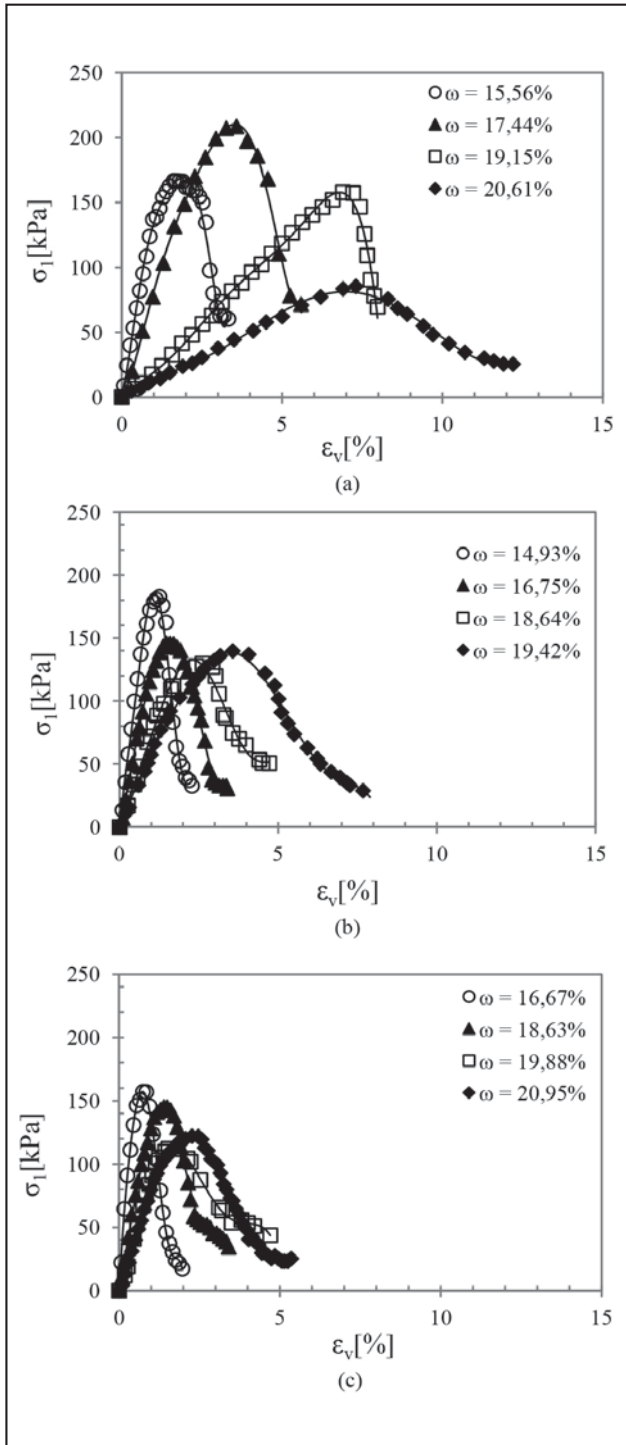


Figura 6. Influencia de la humedad de compactación en la resistencia a la compresión simple (RCS) de muestras compactadas con la energía del ensayo Proctor estándar. a) limo, b) limo con 8% de lodo, y c) limo con 16% de lodo.

Por otro lado, durante la aplicación de la carga, ambos especímenes muestran una disminución de volumen con el incremento de la deformación vertical (ϵ_v) (ver Figura 7b y 8b). Esta deformación volumétrica (ϵ_{vol}) duplica su valor cuando se adiciona 32% de lodo. La menor densidad del lodo y su influencia en la relación de vacíos inicial de cada una de las muestras explica este comportamiento. Como se mencionó antes, el menor peso unitario seco de las muestras de limo-lodo compactado resultan en una mayor deformabilidad de este material, en coincidencia con los resultados discutidos anteriormente.

A bajos confinamientos ($\sigma'_3 = 50 \text{ kPa}$), los especímenes de limo y limo con 32% de lodo presentan un módulo de elasticidad máximo ($E_{m\acute{a}x}$) similar. Este valor se mantiene constante para elevados confinamientos en la muestra de limo con 32% de lodo, no siendo el caso para el espécimen de limo que refleja un incremento en su valor.

A partir de las curvas de tensión-deformación se graficaron las trayectorias de esfuerzo seguidas durante los ensayos en un diagrama q' - p' , siendo " p' " el centro de los círculos de Mohr y " q' " el radio del mismo (Holtz y Kovacs 1981) (Figura 9):

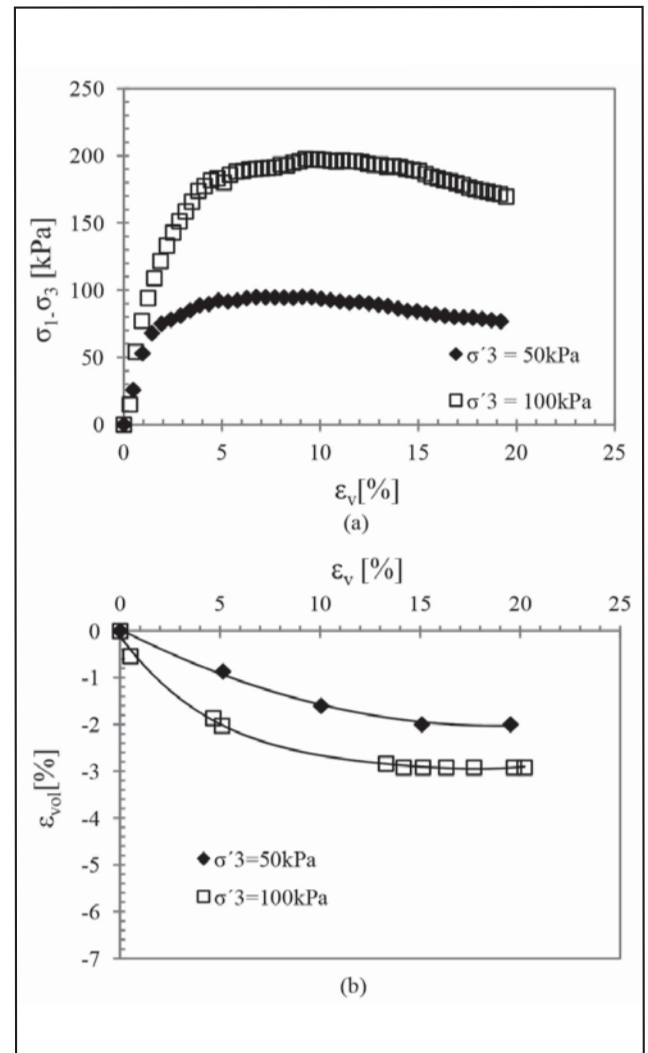


Figura 7. Ensayo triaxial consolidado drenado sobre espécimen de limo compactado: a) comportamiento tensión-deformación, b) cambio volumétrico.

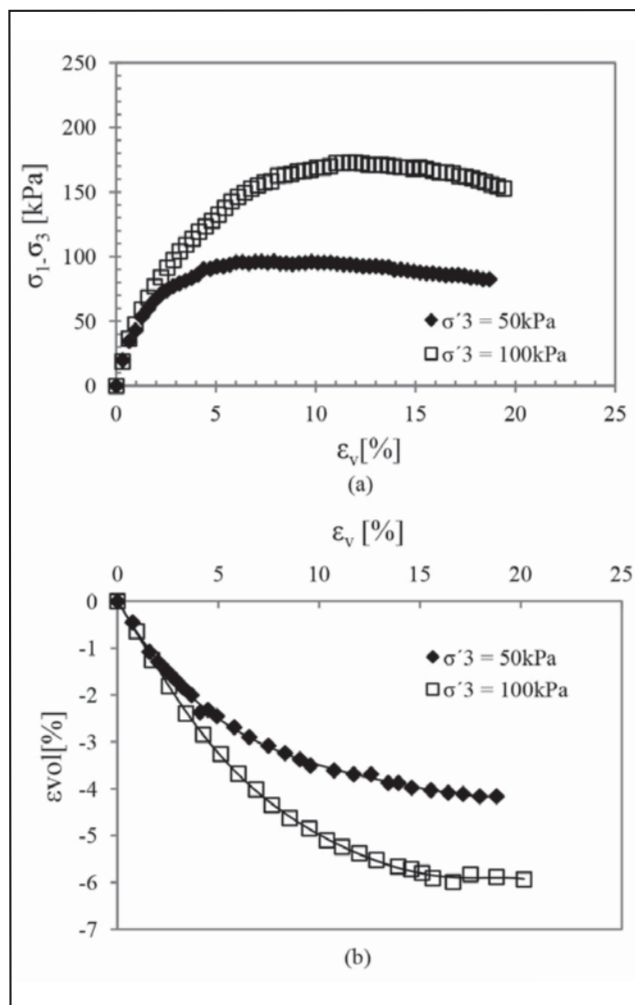


Figura 8. Ensayo triaxial consolidado drenado sobre espécimen de limo compactado con 32% de lodo: a) comportamiento tensión-deformación, b) cambio volumétrico.

$$p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2 \quad (1)$$

$$q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 \quad (2)$$

Donde σ'_1 es la tensión efectiva principal mayor y σ'_3 la tensión efectiva principal menor (presión de confinamiento o de cámara en el ensayo triaxial). Las líneas sólidas mostradas en la Figura 9 constituyen las líneas de falla en el espacio q' - p' por lo que a partir de las mismas se obtiene el ángulo de fricción y cohesión efectivas de cada muestra ensayada. Al pasar las rectas por el origen, la cohesión efectiva resulta nula en ambos casos y el ángulo de fricción (ϕ') se calcula de la siguiente manera (Holtz y Kovacs 1981):

$$\text{sen}(\phi') = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{(\sigma'_1 + \sigma'_3)} = \frac{q'}{p'} \quad (1)$$

En la Figura 9a se muestran los resultados obtenidos en el limo compactado mientras que en la Figura 9b se presenta la trayectoria de esfuerzo para las muestras de limo compactado con 32% de lodo. El ángulo de fricción en condiciones drenadas de la muestra de limo en el intervalo de presiones ensayado resultó $\phi' = 27,14^\circ$, mientras que para las muestras con 32%

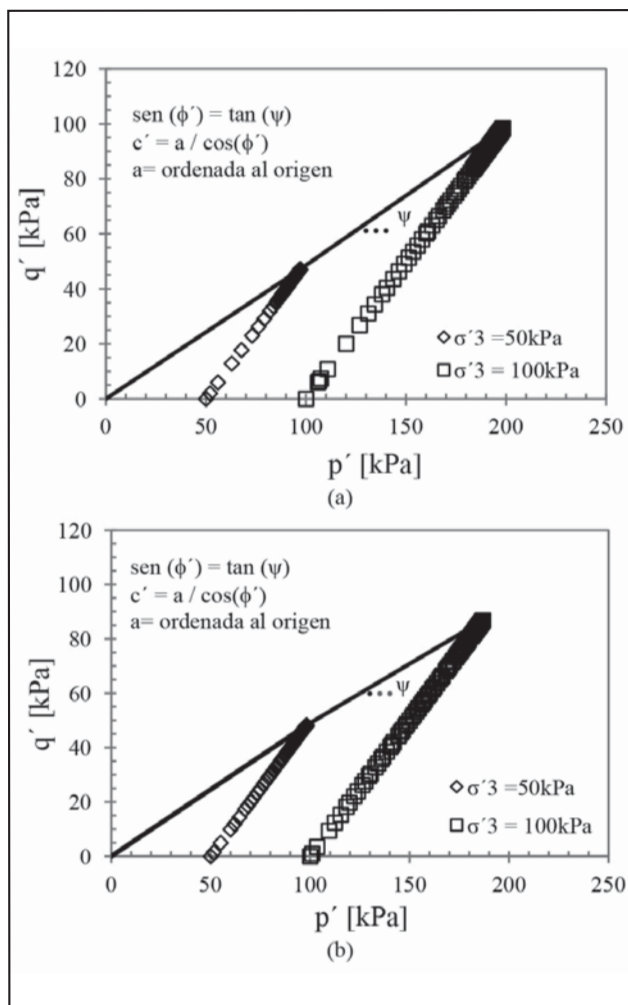


Figura 9. Trayectoria de esfuerzos y parámetros resistentes obtenidos en los ensayos triaxiales: a) limo compactado (b) limo con 32% de lodo compactado.

de lodo resultó $\phi' = 26,47^\circ$, lo cual resulta en una disminución prácticamente insignificante para la práctica de la ingeniería geotécnica.

DISCUSIÓN

A partir de los resultados obtenidos en esta investigación, es posible realizar una comparación de diferentes propiedades, tanto físicas como mecánicas, de los materiales ensayados que permiten evaluar el potencial uso de mezclas de limo-lodo en la construcción de terraplenes compactados. La Tabla 4 resume propiedades físicas y mecánicas del limo en estado natural y compactado, así como también las del limo con adición de diferentes porcentajes de lodo.

Si bien existe variabilidad de las propiedades físicas y mecánicas de los limos con la adición de lodo, se observa que para los porcentajes estudiados no producen cambios significativos en las propiedades físicas y mecánicas, tales como peso unitario seco máximo, resistencia a compresión simple, ángulo de fricción y módulo de rigidez estático confinado saturado a 50kPa y 100kPa. Por lo tanto, la utilización de los lodos en mezclas de suelo-lodo compactado permitiría tener ventajas económicas en cuanto a la reutilización de este material, el cual es considerado un residuo en la actualidad, y en cuanto al aprovechamiento del mismo como material de construcción.

Tabla 4. Comparación entre propiedades físicas y mecánicas de limos en estado natural, lodos en estado natural y limos con diferente porcentaje de lodo en condición compactada.

Propiedades físicas y mecánica	Unidad	Limo*	Limo+ % lodo				Lodo
			0%	8%	16%	32%	
			<i>Natural</i>	<i>Compactado</i>			
Fracción arenosa (>0,1 mm)	%	5-15	7	N/A	N/A	N/A	0
Fracción limosa (0,1 mm-0,002 mm)	%	40-75	84	N/A	N/A	N/A	70
Fracción arcillosa (< 0,002 mm)	%	7-25	9	N/A	N/A	N/A	30
Límite líquido (LL)	%	20,8-32,2	29,6	71,77	65,37	N/A	62-72
Límite plástico (LP)	%	0,0-8,0	1,79	70,77	62,26	N/A	0
Peso unitario seco máximo (Proctor Normal)	kN/m ³	16,0-17,8	16,9	16,2	15,2	N/A	0,66-0,82**
Resistencia a compresión simple (RCS)	kN/m ²	45,0-130,0	124-193	109-168	94-144	N/A	N/A
Módulo de rigidez estático confinado saturado (50kPa)	kN/m ²	N/A	5600	N/A	N/A	5500	N/A
Módulo de rigidez estático confinado saturado (100kPa)	kN/m ²	1000-4000	8900	N/A	N/A	6000	N/A
Ángulo de fricción efectiva, ϕ'	°	26-30	27,14	N/A	N/A	26,47	40-45**
Cohesión efectiva, c'	kN/m ²	0-8	0	N/A	N/A	0	6-9**

Nota: N/A= no disponible, *Francisca et al. (2002); **Recopilado de Lim et al. (2002), Lo et al. (2002), Stone (1998) y Wang et al. (1992)

SÍNTESIS Y CONCLUSIONES

Se estudiaron las principales propiedades físicas, químicas y mineralógicas de lodos generados en la planta potabilizadora de agua "Suquía", en Córdoba, Argentina. A partir de las mismas se diseñaron mezclas de limo loésico con distintos contenidos de lodo. Estas mezclas fueron ensayadas para evaluar el potencial uso de las mismas como material de construcción de terraplenes y rellenos no estructurales de suelo compactado.

El análisis químico de los lodos demostró que la utilización de los mismos resultaría compatible con el ambiente ya que no presenta elementos químicos que puedan ser considerados perjudiciales. Estos lodos se encuentran compuestos por un 30% de cuarzo, 25% de calcita, 10% de plagioclasas, 20% de filosilicatos (arcillas y micas en general), 10% de cristobalita y sílice (en forma de diatomeas) y escasas hematita. La presencia de diatomeas, debido a la rugosidad de las mismas contribuye a que la trabazón entre partículas a nivel microscópico se vea favorecida lo que se manifiesta en un aumento de los módulos de deformación cuando las muestras son compactadas con similar relación de vacíos. Al mismo tiempo, si se utiliza una misma

energía de compactación, las muestras con lodo resultan menos densas por lo que resultan más compresibles. Sin embargo, el comportamiento en resistencia medido a través del ángulo de fricción no se ve alterado por la presencia del lodo.

Los cambios observados en las propiedades físicas y resistentes de los limos compactados con lodo resultaron muy poco significativos. Por lo tanto, el uso de este material permitiría aprovechar un residuo como material de construcción. Las principales aplicaciones en las cuales podría utilizarse este material serían en la construcción de terraplenes o rellenos no estructurales de suelo compactado o para el relleno de excavaciones para la remediación de sitios afectados por la extracción de áridos o por actividades mineras.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a Aguas Cordobesas S.A. por la confianza y apoyo prestado durante las investigaciones realizadas, a la SECYT-UNC y CONICET por el financiamiento parcial de las investigaciones y al ISEA, FCQ, FAMA y FCEfyN de la UNC por las facilidades provistas.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

ADLER, E., 2002.

Gestión de boues d'eau potable à la recherche des bonnes pratiques. *Synthèse du groupe "terres de decantation" (AGHTM), France.*

ARMENTER, F.J.L.; CRISTIA, R.J.; CUSIDÓ, F.J.A.; ARTEGA, N.F.; CREMADES, O.L., 2002.

Innovación en el tratamiento de fangos de una ETAP. Secado por atomización y aprovechamiento en la industria cerámica, *Tecnología del agua 232: 26-33*

ASTM, 2007.

Annual book of ASTM Standards, Vol. 04.08, *ASTM International, West Conshohocken, PA.*

- BARRENETXEA O.; SEARRANO C.P.; DELGADO A.G.; RODRÍGUEZ M.N.; RODRÍGUEZ F.V.; BLANCO J.A., 2003.
Contaminación Ambiental: una morada desde la química.
Ed. Thomson, Madrid.
- CEDEX, 2007.
Lodos de depuradoras,
Centro de Estudios y Experimentación de obras públicas – Gobierno de España Madrid.
- FRANCISCA F.M.; REDOLFI E.R.; PRATO C.A., 2002,
Análisis de Tuberías enterradas en suelos loésicos: efecto de la saturación del suelo.
Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil. 2(2): 3-19.
- FRANCISCA F.M., ROCCA R.J., DAHBAR P., VERRA M., 2008.
Variabilidad de las propiedades geotécnicas de los limos loésicos de Córdoba.
XIX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, 15 al 17 de Octubre, pp. 1-9, La Plata, Argentina.
- HOLTZ R.D.; KOVACS W.D., 1981.
An introduction to Geotechnical Engineering.
Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- HUANG P.T.; PATEL M.; SANTAGATA M.C.; BOBET A. 2009.
Classification of organic soils. Publication FHWA/IN/JTRP-2008/02.
Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette.
- LIM S., JEON W., LEE J., LEE K., KIM., 2002,
Engineering properties of water/wastewater-treatment sludge modified by hydrated lime, fly ash and loess.
Water Research 36: 4177-4184.
- LO I.M.C.; ZHOU W.W.; LEE K.M., 2002.
Geotechnical characterization of dewatered sewage sludge for landfill disposal.
Canadian Geotechnical Journal 39: 1139-1149.
- MALDONADO CUESTA M., 2005.
Heliantis, una solución energéticamente aceptable para el secado de fangos,
Revista DYNA 80: 31-34.
- MENDEZ LÁZARO A, 2005.
Obtención de biocombustibles por tratamiento térmico de lodos de depuradora.
IV Jornadas Abulenses de Energías Renovables, 8-10 abril 2005. España.
- METCALF Y EDDY, 1995.
Ingeniería de aguas residuales: tratamiento, vertido y reutilización
3ra. Edición. Ed. Mc Graw-Hill, España.
- MOLL, L.L., ROCCA, R.J., 1991,
Properties of loess in the center of Argentina,
XI Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Viña del Mar, Chile, Vol. I, pp. 1-14.
- MONSERRAT S.; HUERTA O., 2005.
Compostaje de lodos resultantes de la depuración de aguas residuales urbanas.
Escola Superior d'Agricultura de Barcelona. UPC.
- RAMIREZ ZAMORA R.M.; AYALA FE., GARCÍA LC.; MORENO A.D.; SCHOWENAARS R., 2008.
Optimization of the Preparation Conditions of Ceramic Products using Drinking Water Treatment Sludges.
Journal of environmental science and health part a-toxic/hazardous substances & environmental engineering. Vol. 43(13):1562-1568.
- RINALDI V.A., ROCCA R.J., ZEBALLOS M.E., 2007.
"Geotechnical characterization and behaviour of argentinean collapsible loess",
en Tan, Phoon, Hight and Lerouiel (Eds) Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. Vol 4, pp 2259-2286. Taylor and Francis Group, London.
- ROCCA, R.J., REDOLFI, E. R., TERZARIOL, R. E., 2006.
Características geotécnicas de los loess de Argentina, *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 6(2) 149-166.*
- SANTAMARINA J.C., KLEIN K.A.; WANG Y.H.; PRENCKE E. 2002.
Specific surface: determination and relevance.
Canadian Geotechnical Journal 39: 233-241.
- SHARMA H.D., REDDY K.R., 2004.
Geoenvironmental Engineering.
John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.
- STONE R.J.; EKWUE E.I.; CLARKE R.O., 1998.
Engineering properties of sewage sludge in Trinidad.
J. of Agric. Engng. Res. Vol. 70, pp. 221-230.

- SUNIL B.M.; NAYAK S.; SHRIHARI S., 2006.
Effect of pH on the geotechnical properties of laterite.
Engineering geology. Vol. 85. Pp. 197-203.
- TERZARIOL R.E. 2009.
40 años de estudio de los suelos loessicos en Córdoba, Argentina.
Desafíos y avances de la geotecnia joven en Sudamérica (Francisca, F.M. Ed.), Alejandria, Córdoba, Argentina.
- WANG M.C.; HULL J.Q.; JAO M.; DEMPSEY B.A.; CORNWELL D.A. 1992.
Engineering behavior of water treatment sludge.
Journal of Environmental Engineering. Vol. 118(6): 848-864.
- ZHOU Z.; YANG Y.; LI X.; GAO W.; LIANG H.; LI G., 2012.
Coagulation efficiency and flocs characteristics of recycling sludge during treatment of low temperature and micro-polluted water.
Journal of Environmental Sciences. Vol. 24 (6): 1014-1020.



Análisis geomorfológico, geotécnico y aplicación de un modelo al flujo de detritos de Minatitlán, Colima, México

Geomorphological analysis, geotechnical and application of a model, debris flows Minatitlan, Colima, Mexico

Arreygue Rocha, E.¹✉ - Chávez Negrete, C.¹ - García Ávila, S.² - Alarcón Ibarra, J.¹

Recibido: 27 de abril de 2013 • Aceptado: 11 de septiembre de 2013

Resumen

Colima es uno de los Estado más chicos de México, en los últimos quinientos años se ha visto afectado por cuatro importantes ciclones (1626, 1812, 1881 y 1959), los dos últimos son los que han destruido gran parte del estado. Además se han tenido sequías importantes en los años de 1617 y 1787, dejando grandes pérdidas económicas.

El año 1959 fue terrible para México debido a que sufrió una de las precipitaciones más abundantes registrándose grandes daños en diferentes entidades, provocando inestabilidad de taludes en diferentes zonas, principalmente del tipo de flujos de detritos.

El fenómeno ocurrido en el poblado de Minatitlán es un claro ejemplo de los procesos de inestabilidad de taludes, debido a la sobresaturación de agua en los materiales, la masa deslizante se transformó en un flujo capaz de transportar grandes bloques (mayores a un metro de diámetro y en suspensión) por grandes distancias. El evento hidro-metereológico que destruyó la población de Minatitlán, se presentó el 27 de octubre de 1959. Los nuevos asentamientos se encuentran sobre los depósitos de este mismo evento, por lo que se considera una zona de alto riesgo.

En este trabajo se hace una identificación del área de afectación del flujo que provocó la destrucción del poblado, se tomaron muestras de materiales con la finalidad de realizar una caracterización geotécnica, aplicándose un modelo. El resultado del estudio se dio a conocer a la autoridad municipal, para que se aplique en el Plan de Desarrollo Urbano de la población, lo que contribuirá a evitar nuevos desastres.

Palabras clave: *Ciclón de 1959, flujo de detritos, modelo, Minatitlán, Colima.*

Abstract

Colima is one of the smaller State of Mexico, in the last five hundred years has been affected by four major hurricanes (1626, 1812, 1881 and 1959), the last two are the ones who have destroyed much of the state. In addition there were major droughts in the years of 1617 and 1787, leaving large economic losses.

1. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil, Morelia, Mich.

2. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Posgrado en Ciencia de los Materiales, Morelia, Mich.

✉ arrocha@umich.mx

1959 was terrible for Mexico they suffered one of the heaviest rainfall recorded in different entities major damage, causing instability of slopes in different areas, mainly the type of debris flows.

The phenomenon occurred in the town of Minatitlán is a clear example of slope instability processes, due to the saturation of water in materials, the sliding mass flow became capable of transporting large blocks (greater than one meter in diameter and suspension) for long distances. The hydro-meteorological event that destroyed the population of Minatitlán, was presented October 27, 1959. The new settlements are on the deposits of the same event, so it is considered a high risk area.

This paper makes an identification of the area affected by the flow that caused the destruction of the village, samples of materials in order to perform a geotechnical characterization, applying a model. The result of the study was released to the municipal authority, for application in the Urban Development Plan of the population, which will help to prevent further disasters.

Keywords: Cyclone of 1959, debris flow, model, Minatitlán, Colima.

INTRODUCCIÓN

En un flujo existen movimientos de partículas o bloques dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Estos pueden ser lentos o rápidos, así como secos o húmedos y pueden ser de roca, de detritos, de suelo o tierra.

Según *Suárez (1998)* los flujos muy lentos o extremadamente lentos pueden parecerse en ocasiones a los fenómenos de reptación, la diferencia consiste en que los flujos tienen una superficie fácilmente identificable de separación entre el material que se mueve y el subyacente, mientras en la reptación la velocidad del movimiento disminuye al profundizarse, sin que exista una superficie definida de rotura.

La ocurrencia de flujos está generalmente, relacionada con la saturación de los materiales subsuperficiales. Algunos suelos absorben agua muy fácilmente, principalmente cuando son fracturados o agrietados y esta saturación conduce a la formación de flujos. El movimiento de los flujos de detritos puede ser movilizados por las lluvias, debido a la pérdida de resistencia por la disminución de la succión al saturarse o por el desarrollo de fuerzas debidas al movimiento del agua subterránea.

Los daños causados por este tipo de flujos abarcan áreas relativamente grandes. El flujo típico de detritos es una onda larga de materiales sólidos y líquidos entremezclados, que se mueve en forma constante a través de un canal con algunas ondas menores superimpuestas que se mueven a velocidades superiores a aquellas del flujo mismo. Cuando el canal es más pequeño que el flujo, se forman ondas horizontales o depósitos laterales a los lados del canal.

Los flujos de detritos son fenómenos principalmente en estacionales que se desarrollan en tiempos cortos con un elevado grado destructivo. En los lechos de los arroyos los flujos de detritos se forman por erosión y arrastre, en la corriente líquida de materiales presentes en el fondo del lecho alcanzan una concentración volumétrica, lo que aumenta la capacidad erosiva (*Gregoretti, 1999*).

El objetivo de este trabajo es caracterizar el flujo que se presentó en el poblado de Minatitlán, en Colima, México, donde se determinó su extensión y el volumen de material transportado; se clasifica el material en distintos sitios, se estima la resistencia al corte de algunos suelos, lo que permitió hacer uso del programa "Colate detritiche" para modelar el flujo de detritos de Minatitlán. Estos resultados ayudarán a las autoridades en la prevención y mitigación de nuevos desastres naturales de este tipo.

LOCALIZACIÓN

El Estado de Colima es el tercer estado más pequeño de México. Colinda con Jalisco al Norte, Michoacán al Este, y al Oeste con el Océano Pacífico. Su superficie es de 5.455 km², con una línea de costa de 157 kilómetros. La población de Minatitlán se localiza a 55 kilómetros de la Ciudad de Colima (Capital del Estado); el poblado limita al Sur con los municipios de Coquimatlán, Tecomán y Manzanillo; al Norte con Villa de Álvarez.

Se encuentra entre los paralelos 19°23' latitud norte, y a 104°03' de longitud Oeste. Tiene una cuota promedio de 740 metros sobre el nivel del mar, con una extensión territorial de 215 Kilómetros cuadrados (Figura 1). De acuerdo al último censo del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (*INEGI, 2010*), el municipio de Minatitlán tiene 8.174 habitantes.

DESCRIPCIÓN DEL EVENTO

En México, se considera el año de 1959 como un año de eventos excepcionales por la cantidad de ciclones y huracanes que llegaron a tierra: cuatro por el Golfo de México y cinco por el Pacífico, así como por los grandes desastres ocasionados.

De acuerdo al Centro de Diagnóstico Climático NOAA-CIRES (siglas en inglés), encargada de estudiar los años de "Los Niños y Niñas" desde 1896 hasta 1995, reveló que el ciclón del Pacífico de 1959 coincide con un año posterior a la afectación de El Niño de 1957-1958 (*OPS, 2000*). De acuerdo con la Secretaría de Recursos Hidráulicos (*SRH, 1961*), este fenómeno inició frente a las costas de Puerto Ángel en Oaxaca el 23 de octubre. El 28 de octubre del mismo año todavía se sentían los efectos del ciclón en los Estados de Jalisco y Zacatecas.

La trayectoria inicial del Ciclón del Pacífico fue similar a la que han seguido otros ciclones, pero durante el trayecto modificó su dirección y se introdujo al país en Manzanillo (Figura 2). Según la *SRH (1961)* el Ciclón del Pacífico de 1959 fue clasificado en categoría 5, entrando a tierra hasta una distancia de 100 km (llegó hasta el Estado de Zacatecas), con vientos superiores a 250 km/h, además superó en un 300% el promedio de lluvias en 24 horas.

En Minatitlán fue imposible registrar la precipitación, dado que el huracán destruyó la estación climatológica que se instaló en 1958. Según el observatorio local de la Ciudad de Colima, la precipitación pluvial del 26 y 27 de octubre en la ciudad alcanzó 27 cm y los vientos huracanados soplaron a velocidad de 80 km/h (*Padilla, 2005*).

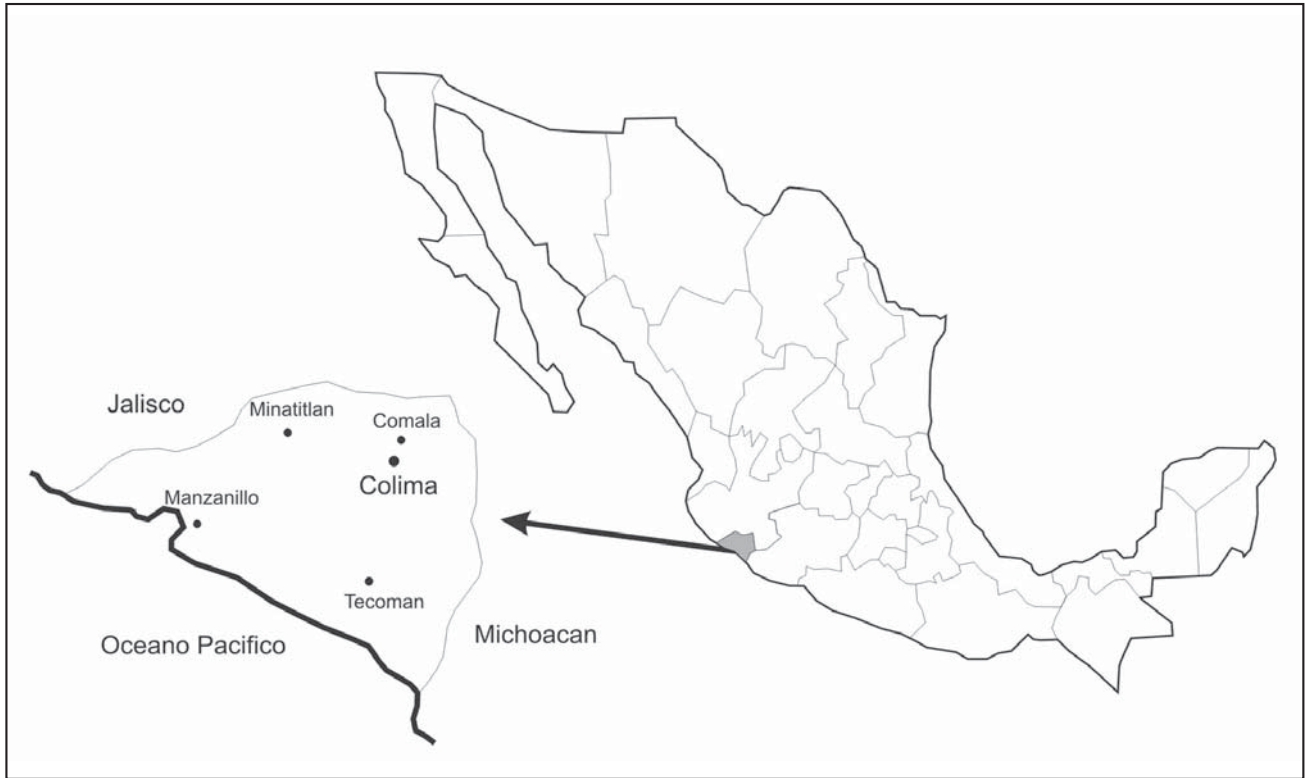


Figura 1. Localización de la zona en estudio.

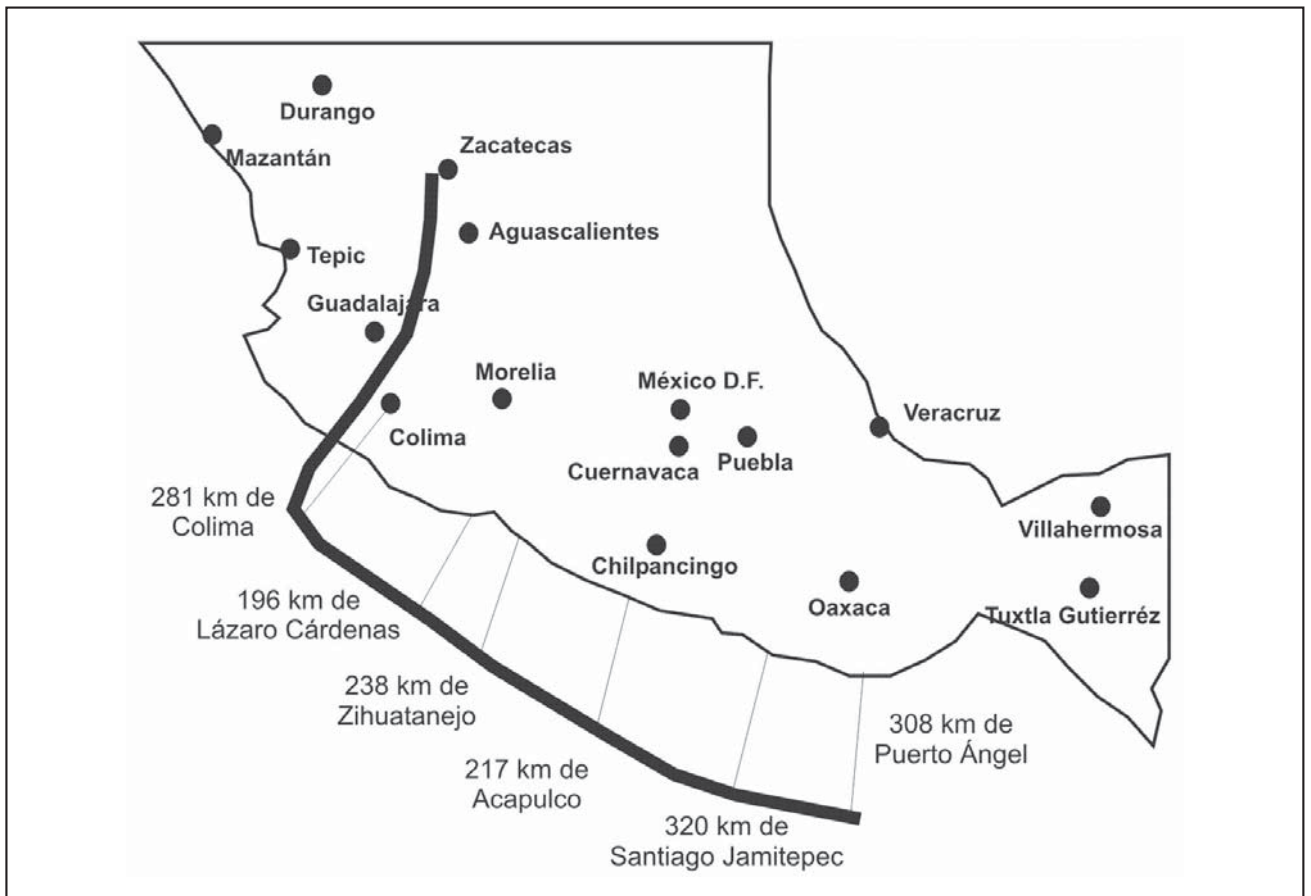


Figura 2. Ruta que siguió el Ciclón del Pacífico en 1959 (SRH, Boletín Hidrológico No. 16).

Daños en Minatitlán

El Cerro de Los Copales es una montaña de gran tamaño que se ubica a tres kilómetros del pueblo de Minatitlán, con una elevación máxima de 1.700 msnm (Figura 3). En las partes altas del cerro abundaban las coníferas y los árboles propios de los terrenos boscosos, la base del cerro estaba cubierta por vegetación tropical, arbustos y matorrales.

El 23 de octubre de 1959 llegaron las primeras lluvias a la zona humedeciendo el suelo, en ciertos momentos dejaba de llover, pero al paso de algunas horas continuaba lloviendo. Así estuvo hasta el 27 de octubre, cuando a las 6:00 a.m. se pudo ver como bajaba del cerro un gran arroyo de lodo con bloques de roca y árboles, que descendían por las calles del poblado con altura superior a 1,50 m. Entre todo este flujo de lodo y bloques se podía observar a las personas y animales que eran arrasadas por el arroyo (Corona et al. 2002).

Este evento destruyó dos terceras partes de la población, declarándose zona de desastre total: se estimaron 200 viviendas destruidas y 350 personas entre muertas y desaparecidas. Los pobladores de Minatitlán estuvieron incomunicados con las poblaciones vecinas.

En la ciudad de Colima se formó un Comité para ayudar a los damnificados del poblado. Los habitantes improvisaron una pista de aterrizaje para que los aviones del Ejército Mexicano pudieran aterrizar para suministrar víveres y regresar con los heridos a la Ciudad de Colima (Padilla, 2006).

La imagen de la Figura 3, fue tomada por elementos del Ejército Mexicano, un día después de ocurrido el evento. En ella se puede apreciar la distribución que tuvo el flujo y los depósitos dejados por el evento.



Figura 3. Área de afectación del flujo de detritos en el ciclón de 1959.

METODOLOGÍA

Geomorfología

El análisis geomorfológico se basó en la información editada por INEGI (1996), carta digital de Minatitlán E13B33, escala 1:50.000, geológica, topográfica y fotografías aéreas de diferentes periodos. Se estudió el proceso del evento, identificó el ancho de la conoide y las terrazas de depositación, se observaron los diferentes bloques de rocas que aún se encuentran dentro del poblado y la dispersión de los materiales.

Así mismo se hicieron algunas caminatas en la montaña (aguas arriba del arroyo), encontrando que sobre el lecho del arroyo existen grandes bloques de roca, no se pudo entender si corresponden al mismo evento o son de otros eventos. Se pudo observar que en algunos lugares el macizo rocoso se está desintegrando rápidamente e incluso hay demasiado material lajeado en las márgenes del arroyo, el cual en los periodos de lluvia son transportados y depositados en zonas bajas.

Geotecnia

El objetivo de analizar el depósito del flujo de detritos fue para conocer la distribución de los suelos, esto por la gran variedad de materiales observados en la superficie. Por tal motivo se realizó la clasificación de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Las pruebas que se hicieron fueron: peso volumétrico seco, densidad, absorción, humedad, granulometrías, límites de consistencia y corte directo.

Los análisis granulométricos se realizaron en dos etapas, la primera fue por medio de cribado en mallas (partículas superiores a 0,074 mm) y la segunda con un analizador de tamaño de partícula modelo Coulter LS 100Q, para partículas iguales o inferiores a 0,074 mm, con un rango de medición de 0,1 a 900 micras (García Ávila, 2007). Este análisis se hizo en estado seco.

Al mismo tiempo se hicieron pruebas de corte directo en base a las normas ASTM D 3080-72 y la UNE103401 para ensayos de corte directo consolidados no drenados en muestras de suelos con diámetro que pasó la malla No. 4 (4,75 mm). En la prueba no se realizaron mediciones de presión de poro, por lo que los resultados que se reportan son representativos de la resistencia no drenada a distintas profundidades.

Se empleó la caja circular con diámetro de 4,997 mm, el procedimiento consistió en compactar el suelo a la densidad deseada y se montó en el equipo. Las muestras fueron sometidas a un proceso de consolidación de 24 hrs; el corte se aplicó a una la velocidad de desplazamiento de 0,50 mm/min. Las muestras se sometieron a tres distintos esfuerzos normales: 0,765, 1,530 y 2,549 kg/cm².

Modelo de escenarios

Para la aplicación del modelo se tomaron como base los aspectos principales del ciclón de 1959 (precipitaciones), así como los resultados obtenidos de las pruebas geotécnicas y la información geomorfológica. En particular se empleó el software "Colate detritiche" propuesto por Bruschi (2008), el cual permitió conocer principalmente la magnitud del evento, el área de afectación, la velocidad del flujo, entre otros aspectos.

Para la aplicación del modelo se utilizaron diferentes parámetros, los cuales fueron divididos en: criterios físicos (aspectos geotécnicos), criterios geológicos (características de las rocas), criterios meteorológicos (intensidad de la lluvia, duración, etc.),

coordenadas del torrente (longitud y ancho en diferentes puntos), área de la zona de aporte de material, área probable de depositación, cuota máxima, cuota mínima, coeficiente promedio del escurrimiento, gasto de proyecto, entre otros.

RESULTADOS

Geomorfología de la zona

Los ciclos de erosión y remodelación de la superficie terrestre pertenecen a los procesos geomorfológicos continuos, los flujos de detritos o de escombros y los lahares, pueden ser considerados parte de este tipo de procesos. De acuerdo a *Bruschi (2008)*, los flujos de detrito están influenciados por una cuenca de drenaje y por una conoide. Asimismo, *Berti y Simoni (2007)*, *Kostaschuk et al. (1986)*, aseguran que este tipo de eventos solamente se presentan en cuencas de montaña menores a los 10 km² y que muestran mayor probabilidad de generar flujos de detritos, con la tendencia a crear algún curso de agua efímero, incapaces de remover los materiales sólidos del lecho del arroyo mediante procesos normales de tipo fluvial (*Fioraso y Chiarle, 1996*).

Considerando la geomorfología de la zona de afectación, el área en estudio cumple con lo dicho por *Bruschi (2008)*, *Berti y Simoni (2007)*, *Kostaschuk et al. (1996)*, ya que es una cuenca pequeña, la inclinación del torrente es elevado y corto. La población se localiza en la parte baja de una depresión y edificada sobre un abanico aluvial, es una región de tectónica activa, lo que se reconoce en las erupciones frecuentes del volcán de Colima y en las montañas con estructuras en bloque. Estas características condicionan una vigorosa erosión y se manifiesta en una densa red fluvial, en circos de erosión, valles montañosos profundos y otros rasgos (*Corona et al. 2002*).

De acuerdo a la hidrografía de la zona, Minatitlán se encuentra en la región hidrológica denominada "Costa de Jalisco", que se conecta al Río Minatitlán de corriente perenne, nace en la falda Este del Cerro El Zapote, de donde parte hacia el Sur para desembocar en el Océano Pacífico. La microcuenca hidrográfica de Minatitlán tiene una superficie de 6,31 km², donde nace el arroyo El Bonete con una longitud de 4,91 km, y una jerarquía del tercer orden. Este arroyo es afluente izquierdo del río Minatitlán.

La erosión más activa se produce en la parte alta, entre los cerros La Otatera y Los Copales, teniendo zonas con pendientes entre 50° y 30° (zona de aporte), lo cual es un factor determinante en la formación de flujos de detritos con bloques (Figura 4), además se puede apreciar la zona de erosión y la zona de depositación (afectando gran parte de la población) (*Arreygue y Garduño, 2004*).

Actualmente los depósitos han sido erosionados, quedando algunos pequeños restos sobre los cuales se observan grandes bloques de roca de distintos tamaños, esto dentro del poblado. En la Figura 5a (izquierda) se aprecian algunas rocas en la calle sobre la banquetta, estos bloques se encuentran en la parte baja del poblado. En la Figura 5b (derecha) se encuentra en la parte alta del poblado, observándose las dimensiones de los bloques, ahora este lugar es ocupado por una escuela.

Los depósitos aluviales recientes, se encuentran principalmente a lo largo del valle del Río Minatitlán, donde forman pequeñas terrazas con algunos horizontes de suelos intercalados, principalmente en la parte baja del valle. En la Figura 6a (izquierda) se tiene el frente del flujo de detritos con altura superior a los cuatro metros, terraza que se observa en la

margen izquierda del Río Minatitlán. La Figura 6b (derecha) es el mismo depósito aguas abajo y sobre el lecho del río. En las dos imágenes se puede observar el flujo, donde se tienen fragmentos de roca de diferentes dimensiones y cementados por material fino. Revueltos entre los materiales del flujo, se puede encontrar pequeños trozos de ollas de barro u otro tipo de objetos domésticos (*Arreygue y Garduño, 2004*).

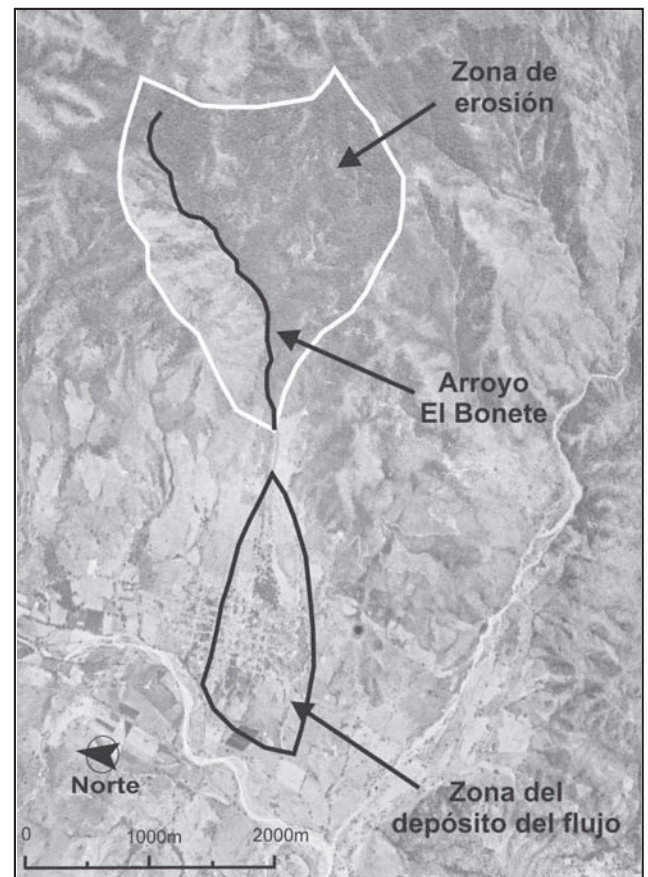


Figura 4. Distribución del flujo de detritos de 1959 (INEGI, 2004).

Geotecnia

Para conocer las características de los materiales del flujo de detritos, se efectuó un muestreo sobre el área del abanico aluvial seleccionando los mejores sitios. En primera instancia se tomaron veinte especímenes distribuidos en todo el depósito, así como fuera del área de afectación. En este trabajo solamente se presentan los resultados de ocho especímenes analizados (los más representativos), cuatro de la parte alta, dos de la parte intermedia y dos de la zona baja (terrazas del flujo).

La recolección de las muestras fue del tipo alterada, haciendo pozos a una profundidad máxima de 0,80 m y tomando alrededor de 5 kgs del material. En laboratorio se realizaron las pruebas para conocer las propiedades índice de acuerdo a la SUCS. En la Tabla 1 y Tabla 2 se muestran los resultados de las propiedades índice de los materiales, las cuatro primeras muestras corresponden a la parte alta del depósito, las muestras 14 y 15 son de la parte intermedia y las últimas la parte baja. Se debe resaltar el hecho que se realizaron calas en campo para obtener el peso volumétrico de campo y el contenido de humedad natural, estos datos se utilizaron para reconstituir las muestras en laboratorio y obtener sus características mecánicas. De los



Figura 5. Dimensiones de algunos bloques de rocas que demuestran la evidencia del desastre.



Figura 6. Frente del flujo de detrito, sobre la margen izquierda del Río Minatitlán.

resultados en la Tabla 1, se observa que los pesos específicos son bajos, lo que se atribuye a su porosidad y a la alta conductividad hidráulica, lo que los hace susceptibles a que se puedan saturar fácilmente. Asimismo se puede decir que no existe mucho cambio en las propiedades de los suelos.

Granulometría

El análisis permitió conocer el porcentaje de las fracciones de suelo contenidos en las diferentes muestras analizadas. En la Tabla 2 se presentan los resultados y de acuerdo al SUCS el material se clasifica de la siguiente manera: la parte alta corresponde a una arena mal graduada con gravas subángulosas, en la zona intermedia se relaciona con una arena limosa, y el área baja de la conoide pertenece a una arena limosa con finos no plásticos de baja resistencia. En base a los resultados se concluye que la depositación del material en la parte alta de la conoide es más homogénea (pocos finos) que en la parte intermedia y baja.

Corte Directo

La prueba se hizo en base a las normas descritas anteriormente, obteniendo los parámetros de resistencia al esfuerzo

cortante de las arenas limosas, permitiendo conocer el ángulo máximo de fricción interna no drenado y la cohesión. Los resultados se muestran en la Tabla 3, indicando que la cohesión es muy variable, en la parte alta de la conoide por lo general son valores bajos, pero donde se deposita todo el flujo, los valores de la cohesión son más altos, lo que explica mayor concentración de finos. Ahora, el ángulo de fricción del material no tiene mucha diferencia, el promedio está en 48° , considerado como un valor típico de este tipo de materiales.

De acuerdo a las permeabilidades calculadas en base a la prueba de consolidación y a la granulometría (k promedio de la arena $1,6 \times 10^{-2}$), se puede inducir que el tiempo de drenaje del suelo para una profundidad de 0,8 m es alrededor de un mes. Si se toma en consideración las gravas y los fragmentos de roca que existen en campo, la permeabilidad es más grande, por lo que se puede deducir que el comportamiento del suelo y los fragmentos de rocas en campo, el agua se drena.

El ángulo de fricción que se obtuvo en laboratorio es una estimación del de campo, apoyado en un comportamiento no drenado. Así mismo el ángulo de fricción es un parámetro importante en la modelación del flujo de detritos (que se presenta en la aplicación del modelo). Debido a las limitantes del

Tabla 1. Propiedades índice del material analizado.

Muestra	P.V. de campo (Kg/m ³)	Humedad natural (%)	Densidad relativa de los sólidos	Absorción (%)
M3	1.382,54	4,88	2,60	4,88
M4	1.302,05	4,65	2,50	4,65
M6	1.306,98	9,52	2,60	9,52
M8	1.333,80	8,70	2,60	8,70
M14	1.316,44	7,67	2,59	7,67
M15	1.266,05	4,70	2,52	4,70
M16	1.342,49	8,89	2,60	8,89
M17	1.297,02	6,82	2,53	6,82

Tabla 2. Resultados de la granulometría y de la distribución del tamaño de partículas.

Muestra	Granulometría				Coeficiente Uniformidad	Coeficiente Curvatura
	G (%)	S (%)	Limo (%)	Arcilla (%)		
M3	23,08	58,83	17,32	0,77	18,25	0,58
M4	34,80	55,37	9,42	0,41	39,63	0,21
M6	34,23	57,36	7,90	0,51	38,39	0,35
M8	30,11	58,89	10,44	0,56	36,00	0,35
M14	22,73	66,93	9,74	0,61	19,71	0,50
M15	47,64	46,10	6,07	0,19	126,36	0,08
M16	16,40	72,08	11,17	0,35	8,43	0,65
M17	33,43	56,75	9,03	0,78	33,06	0,31

Tabla 3. Resultados obtenidos de la prueba de Corte Directo.

Muestra	Cohesión, ccu (kg/m ²)	Ángulo de Fricción Interna, ϕ_{cu} (°)
M3	1,76	42,45
M4	3,29	55,59
M6	0,00	52,42
M8	8,10	41,79
M14	0,00	55,59
M15	0,00	58,35
M16	7,14	38,21
M17	6,99	40,61

equipo no se pudieron realizar ensayos con material a escala natural, y se decidió estimarlo. Se sabe que los fragmentos de roca son más susceptibles a romperse, entre más grande sean, debido a las imperfecciones que dio origen su formación geológica. Los ángulos de fricción son menores cuando los tamaños de partícula son mayores (Marachi et al., 1969), por lo que los ángulos que se usaron para la modelación fueron más bajos. Bruschi (2008) sugiere que se utilicen ángulos de fricción entre 36 y 40° para las modelaciones. Dado los resultados del laboratorio se optó por utilizar 40°.

APLICACIÓN DEL MODELO

La utilización de modelos de escenarios no es muy habitual, por tal motivo se desconoce el alcance que tienen este tipo de software, e incluso los parámetros que se deben que utilizar. El empleo de este tipo de simuladores permite tener un conocimiento más preciso de la problemática que se puede presentar en el lugar, lo que ayudaría para la previsión, prevención y mitigación de la zona analizada, lo que lograría disminuir la intensidad de los desastres, tanto económicos como pérdidas

humanas. Para este caso se utilizó el software “Colate detritico” (Bruschi, 2008), que permite conocer la magnitud del evento, área de afectación, velocidad del flujo, entre otros aspectos.

Perfil del arroyo Copales

Para hacer el trazo del arroyo se emplearon coordenadas UTM (INEGI, 1996), iniciando en el parteaguas, se tomó como eje el lecho del arroyo para finalizar en la confluencia con el Río Minatitlán. Se incluyó el ancho del torrente en todo su trayec-

to. Enseguida se introdujo la información al programa, creando el perfil que se muestra en la Figura 7; al principio se presentan pendientes fuertes (superior a 30°), posteriormente empieza a disminuir la pendiente del arroyo hasta llegar al Río Minatitlán (donde termina el perfil). Además la imagen muestra que del punto 1 al 12, se considera la zona de erosión (también lo demuestra la Figura 4), después de este punto inicia la zona de depositación llegando hasta el Río Minatitlán que es donde se pierde (parte final de la Figura 7).

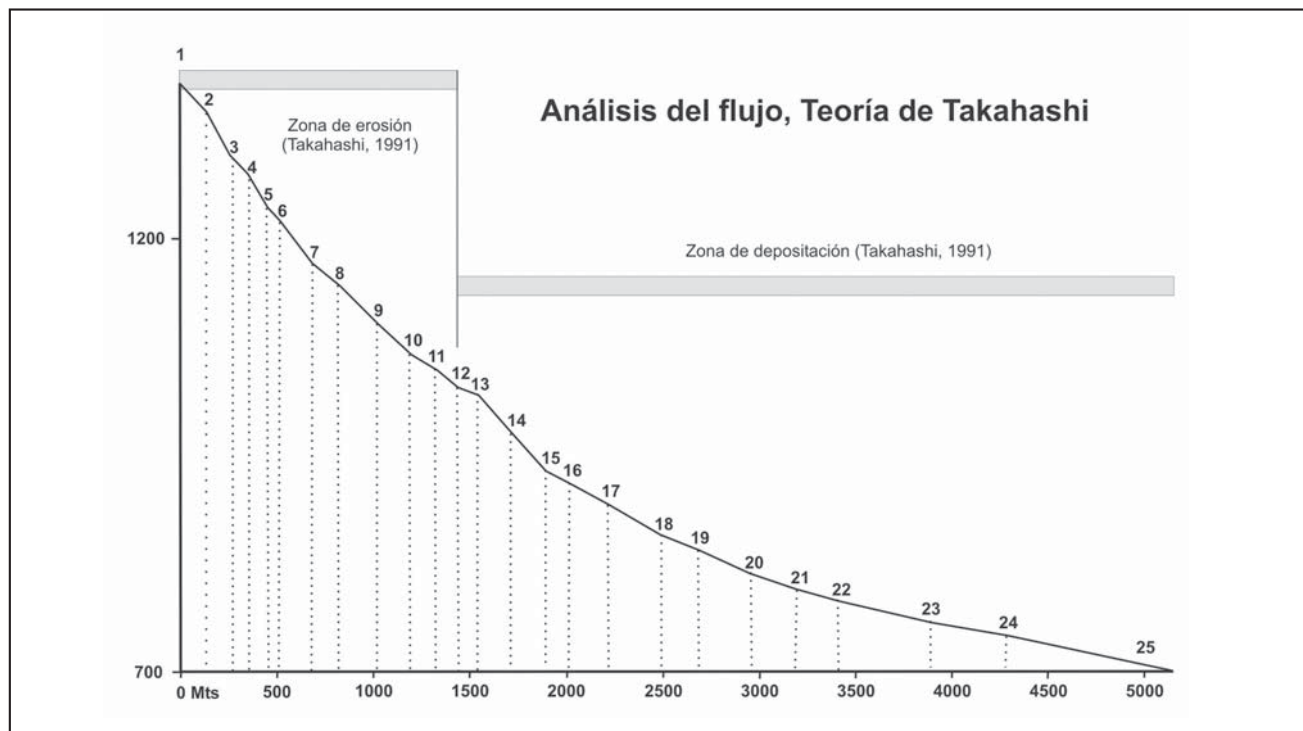


Figura 7. Perfil del arroyo El Bonete (en "y" msnm; en "x" longitud del arroyo), indicando la zona de erosión y la zona de depositación (rectángulo achurado).

Criterios físicos

De acuerdo a los criterios del programa, las condiciones de equilibrio de un afloramiento de material granular se garantiza por la relación que exista entre los elementos normales y las fuerzas inestables, para este caso deben ser menores al ángulo de fricción interna del material. Bruschi (2008) comenta que se puede considerar que un flujo de detritos puede iniciar con pendientes entre 14° y 23°, pero para pendientes mayores a 23° se pueden presentar deslizamientos de materiales en ausencia de un flujo hídrico superficial. De acuerdo a los resultados obtenidos del programa se tiene que el flujo en estudio está clasificado como un flujo de detritos, asimismo para nuestro caso las pendientes del terreno natural superan los 20°.

Velocidad del flujo detrítico

Es importante conocer la aplicación práctica de la velocidad promedio de un flujo de detritos en todo su trayecto, este programa permite hacer dos análisis: el primero, para conocer la altura del frente del flujo y la segunda para conocer la velocidad del flujo. Para tal efecto el programa propone

diferentes fórmulas de algunos autores como: Syanozhetsky (1973), Tsubaki (1981), Li Jian (1983), Rickenmann (1991), Weber y Rickenmann (2000).

Los resultados demuestran una variación en la velocidad del flujo (recordando que son varias propuestas que se analizaron), principalmente en los primeros 2.000 metros del escurrimiento los valores van de 2,00 hasta 3,40 m/s, después de esto se estabiliza (cuando llega a la zona de depositación), obteniendo valores de velocidad de 0,90 a 2,80 m/s. Para el caso en cuestión la velocidad que se elige es la propuesta por Tsubaki, que en la parte de la planicie varía de 2,00 a 0,90 m/s, considerando que es un resultado intermedio y de acuerdo a las características del terreno.

Magnitud del evento

Para conocer la magnitud del desastre se deben considerar ciertos aspectos como: la morfología, hidrología y la geología del torrente, así como del material que puede ser movilizado por el flujo detrítico, además es posible llegar a determinar el área de la conoide de depositación.

La magnitud de un flujo es el volumen máximo de material detrítico movilizado durante el evento, transporte de una masa de material y depositado sobre una conoide (Bruschi, 2008). Este es un dato difícil de cuantificar, pero tiene una gran importancia para estimar el perímetro del área expuesto al peligro.

Por la importancia del estudio se realizó el análisis, considerando información como: inclinación promedio de la microcuenca, litología y tipo de la vegetación de la zona, tipo de inestabilidad del área, cuota probable del inicio del depósito, longitud y ancho probable del flujo, etc. El programa realiza un análisis con once propuestas hechas por diferentes autores, los resultados se presentan en la Tabla 4, observándose que los resultados son muy variados entre ellos, esto basado en los diferentes elementos que considera cada autor.

Analizados cuidadosamente los valores de la Tabla 4 (magnitud del evento), se seleccionaron las propuestas que se muestran en la Tabla 5, lo anterior fundamentado en que están más apegados a la realidad (considerando el trabajo de campo). A su vez con estos valores se hace la propuesta (basado en el trabajo de campo) sobre las dimensiones del flujo de detritos que daño el área en estudio.

De acuerdo a lo analizado en campo y a los resultados que se presentan en la Tabla 5, se optó por elegir los valores de la propuesta de Bianco y Franzi (2000), considerando que son los valores más apegados a la realidad.

Tabla 4. Resultados del cálculo de la Magnitud del evento.

Método	Magnitud de la conoide (m ³)
Takey (1984)	28.793,00
Kyonfellner y Kraus (1985)	150.223,00
Keya (1989)	285.125,00
Rickemann y Zimmermann (1993)	50.611,00
Marchi y Tecca (1996)	239.400,00
Bottino et. al., (1996)	29.971,00
D'Agostini et. al., (1996)	24.126,00
Turconi et. al., (1998)	15.977,00
Ceriani et. al., (2000)	65.166,00
Bianco y Franzi (2000)	19.515,00
D'Agostini y Marchi (2001)	29.630,00

Tabla 5. Resultados de las dimensiones del flujo de detritos que afectó a la población de Minatitlán.

	Takey	D'Agostino et al.	Turconi et al.	Bianco y Franzi	D'Agostini y Marchi
Área del escurrimiento (m ²)	66,00	61,00	49,00	54,00	67,00
Área inundada (m ²)	19.324,00	16.938,00	12.458,00	14.461,00	19.742,00
Altura promedio del detrito (m)	1,49	1,42	1,28	1,35	1,50
Inicio depositación de la colada (msnm)	1.438,00	1.438,00	1.438,00	1.438,00	1.438,00
Longitud total de la colada (m)	2.204,00	2.142,00	2.005,00	2.071,00	2.214,00
Ancho de la conoide (m)	326 a 544	309 a 516	273 a 456	290 a 484	329 a 548
Gasto de pico de la colada (m ³ /s)	445,00	384,00	272,00	321,00	456,00

CONCLUSIONES

El flujo de detritos ocurrido en la población de Minatitlán es un claro ejemplo de los procesos de inestabilidad, debido a la sobresaturación de agua en las grietas de las rocas y la masa deslizante se transforma en un flujo cohesivo capaz de transportar grandes bloques (mayores a un metro de diámetro), por grandes distancias.

De acuerdo a los resultados de la geomorfología, se consideró una microcuenca hidrográfica de 6,31 km², el arroyo El Bonete tiene una longitud de 4,91 km, el arroyo es afluente izquierdo del Río Minatitlán. La erosión más fuerte se produjo en la parte alta, entre los cerros La Otatera y Los Copales, teniendo zonas con pendientes entre el 50° y 30° en la zona de aporte, lo cual es un factor determinante en la formación de flujos de detritos con bloques.

De la caracterización de los suelos se obtuvo que el material corresponde a una arena limosa mal graduada con gravas subángulosas y que tiene una cohesión entre 0 y 8 kg/m² y un ángulo de fricción interna de 38° a 52°. En base a estos datos se estimaron propiedades de campo.

De acuerdo a la simulación realizada y a los resultados obtenidos en campo (comparados con la realidad), se puede concluir que se logró reproducir el fenómeno; por lo tanto se tienen los parámetros adecuados de los cuales depende el fenómeno. De acuerdo a los resultados, la magnitud del flujo de detritos fue de 19.515,00 m³ (material transportado), el área inundada por el flujo fue de 14.461,00 m², la altura promedio del flujo fue de 1,35 m, la longitud del material transportado fue de aproximadamente 2 km, el ancho de la conoide está entre 290 a 484 m y el gasto de pico del flujo de 321,00 m³/s, que coincide con lo observado en campo.

Precipitaciones intensas que se hayan presentado después del flujo y hasta la fecha, no ha habido otro evento igual. Pero ¿qué pasaría si se presentará otro evento igual?. Con la información que se tiene se puede empezar a investigar sobre los distintos escenarios que se presentarían. Desafortunadamente el poblado se volvió a edificar en el mismo sitio, haciendo referencia que este pueblo a finales de 1900 se encontraba asentado en las faldas de los cerros de enfrente (destruido en el pasado por otro un flujo de lodo con bloques) y posterior a esta fecha se trasladó al sitio actual.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen ampliamente al CONACYT por el soporte económico (proyecto No. 44275-F) y a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (Morelia Michoacán) por el apoyo brindado para la realización del presente trabajo.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

- ARREYGUIE-ROCHA E. AND GARDUÑO-MONROY V.H., 2004.
Characteristic morphologic and geotechnical of the debris flow generated in a volcanic and a sedimentary area during the 1959 cyclone in Michoacan and Colima, Mexico.
32° IGC Internacional Geological Congress. Florence 20–28 August 2004. Pp. 101.
- ASTM D 3080-72.
Test designation standard method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions.
- BERTI M. Y SIMONI A., 2007.
Prediction of debris flow inundation areas using empirical mobility relationships.
Geomorphology 90, Elsevier, 144-161.
- BRUSCHI A., 2008.
Colate detritiche, stima del percorso e della pericolosità.
Dario Flaccovio Editore, p. 183.
- CORONA-ESQUIVEL R., MANCILLA-FIGUEROA H. M., CHÁVEZ-GALVÁN R. Y LUGO-HUBP J., 2002.
El desastre de Minatitlán, Colima México, del martes 27 de octubre de 1959.
Desastres Naturales en América Latina, fondo de cultura económica: 413-427.
- FIORASO G. E CHIARLE M., 1996.
Ruolo dei parametri morfometrici nella valutazione della pericolosità da colata detritica torrentizia.
Consiglio Nazionale delle Ricerche. Convegno Internazionale, Alba Italia. Vol. II, pp. 191-200.
- GARCÍA ÁVILA S., 2007.
Caracterización geotécnica de la matriz del flujo de detritos de 1959 en el poblado de Minatitlán.
Tesis de Maestría, UMSNH. p 119.
- GREGORETTI C., 1999.
Stima della velocità massima del fronte di una colata detritica che si propaga in un alveo torrentizio.
Atti del convegno internazionale "La gestione dell'erosione", Trento-Bolzano, Italia, 127-135.
- INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA, GEOGRAFÍA E INFORMÁTICA (INEGI), 1996.
Comala E13B34 y Minatitlán E13B33,
escala 1:50,000 México.
- INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA, GEOGRAFÍA E INFORMÁTICA (INEGI), 2004,
Fotografía aérea de Minatitlán,
escala 1:50,000 México.
- INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA, GEOGRAFÍA E INFORMÁTICA (INEGI), 2010.
Población, Territorio, Información por entidad.
- MARACHI D. CHAN C. K., BOLTON SEED H. AND DUNCAN J. M. (1969)
"Strength and deformation characteristics of rock fill materials".
Report No. TE-69-5. Department of Civil Engineering, University of California.
- KOSTASCHUK R.A., MACDONALD G.M. & PUTNAM P.E., 1996.
Depositional process and alluvial fan-drainage basin morphometric relationships near Banff,
Alberta, Canada-Earth Surface Processes and Landforms, 11, p. 471-484.
- PADILLA LOZOYA R., 2005.
El ciclón de Minatitlán de 1959,
Tesis de Maestría, Universidad de Colima, p. 189.
- PADILLA LOZOYA R., 2006.
El huracán del 59, Historia del desastre y reconstrucción de Minatitlán, Colima,
CONACULTA Editores, p. 43-61.
- OPS, 2000.
Organización Panamericana de la Salud. Crónica de desastres "huracanes George y match 1998".
Washington, D.C.
- SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS (SRH), 1961.
Boletín Hidrológico No. 16, datos de la región Pacífico-Centro.
México, D.F., Dirección de Hidrología.
- SUÁREZ. D.J., 1998.
Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales
Editorial: Universidad Industrial de Santander, UIS, p 1-35.
- UNE103401, 1998.
Determinación de los parámetros de resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo, p. 34.
Norma Española.



Comportamiento de suelos limoso con agregado de fibras sintéticas y cemento

Silty soil behavior with fibre and cement

Eberhardt, Marcelo ¹ ✉ - Arrúa, Pedro ¹ - Aiassa Martínez, Gonzalo ¹

Recibido: 10 de agosto de 2012 • Aceptado: 12 de septiembre de 2013

Resumen

En Córdoba Argentina, las estructuras geotécnicas emplean frecuentemente el suelo limoso bajo condiciones de compactación para el mejoramiento del desempeño de las construcciones. Los mantos superiores correspondientes a limos de origen eólico (loess) se encuentran ampliamente disponibles en sectores de llanuras y áreas cercanas a las sierras de la provincia. La incorporación de materiales minerales o sintéticos, no es una actividad frecuente en la región debido, posiblemente, a la escasez de resultados experimentales que expliquen el desempeño de las mezclas. No se ha encontrado en la literatura estudios locales que estudien materiales compuestos por fibras, aglutinantes y suelo loésico. Este trabajo presenta un estudio de suelo limoso para el incremento del desempeño de las estructuras geotécnicas por compactación, adición de cemento y fibra sintética. El trabajo experimental incluye ensayos de compresión simple, tracción por compresión diametral y ensayos CBR. Se presenta como se modifica resistencia y rigidez con la incorporación de cemento. Finalmente se muestra como varía el hinchamiento debido a la incorporación de fibras.

Palabras Claves: limo, cemento, fibra, tensión-deformación.

Abstract

Geotechnical structures in Cordoba Argentina frequently use silty soil compaction for improving the performance construction. The eolian silt (loess) is widely available in areas of plains and areas near the mountains of the province. The addition of mineral or synthetic materials is not a frequent activity in the region, possibly due to the scarcity of experimental results that explain the performance of the mixtures. We did not found local studies that consider composite fibers, binders and loess soil. This paper presents a study of silty soil to increase the performance of geotechnical structures by compaction, addition of cement and synthetic fiber. The experimental work includes unconfined compression tests, tensile tests and CBR.

The strength and stiffness of soil cement is presented in this paper. Finally, the control of swelling by incorporating fibers is shown.

Keywords: Silts, cement, fibre, stress-strain.

1. GIGEF, Grupo de Investigación y Transferencia en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones. Departamento de Ingeniería Civil. Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional

✉ meberhardt@civil.frc.utn.edu.ar

INTRODUCCIÓN

Los suelos loésicos presentan una mineralogía con un elevado contenido de componentes de origen volcánico (*Reginatto 1970, Zarate 2003*). La distribución de tamaños de granos comprende arena fina (1%-10%), limo (50%-80%) y arcilla (5%-20%). En estado natural el loess posee una estructura abierta, de bajo peso unitario, altamente dependientes de las condiciones externas, caracterizados por su inestabilidad volumétrica frente al humedecimiento y/o cambios en el estado tensional (*Arrúa y Aiassa 2009*).

Con la adición de materiales minerales y sintéticos se busca estabilizar el material. Las condiciones ambientales, como la temperatura y humedad, influyen de forma significativa en las características resistentes de las mezclas (*Liu et al, 2010*). La cantidad de cementante incorporado, expresada en términos de porcentaje de peso de agregado en relación con el peso seco del suelo, se relaciona generalmente con la resistencia y rigidez asignada al material en la etapa de diseño y cálculo (*Arrúa et al. 2011, Haofeng 2009*). No obstante, esta definición puede ser insuficiente si no se consideran en las resistencias finales las condiciones ambientales a las que se encuentra sometido el material durante la etapa de hidratación.

Las fibras sintéticas han sido estudiadas con el objetivo de mejorar las propiedades mecánicas y prevenir la formación de fisuras en suelos arenosos y limo-arcilloso compactados (*Plé y Le 2012, Claria y Vettorelo 2010, Tang et al. 2007, Kumar et al. 2006, Consoli et al. 1998*).

Este trabajo presenta un estudio que caracteriza el desempeño del loess mejorado con cemento y fibras sintéticas. Se estudian las variables que inciden en la fabricación de las muestras. Se evalúa la influencia del contenido de cemento, humedad, temperatura y peso unitario, y se definen las condiciones óptimas de preparación. Con este propósito, se realizaron ensayos de compresión simple y ensayos CBR. Los ensayos CBR han sido ampliamente utilizados en muestras compuestas de suelo-fibra (*Hazirbaba y Gullu 2010, Yetimoglu et al. 2005*) y suelo cemento (*Goodary et al. 2012, Oyediran y Kalejaiye 2011, Millogo et al. 2008, Siddique y Rajbongshi 2002*).

MATERIALES

Suelo loésico y cemento

El suelo empleado en este trabajo ha sido extraído del sector sur de la Ciudad de Córdoba y corresponde a las formaciones geológicas Post-Pampeanas y Pampeana (*Reginatto 1970*). La distribución de partículas y las principales propiedades físicas del suelo en estudio se presentan en la Figura 1. Donde G_s =gravedad específica, L_p = límite plástico, IP = índice de plasticidad, γ_d = peso unitario seco, w_{op} = humedad óptima. La morfología de las partículas, rugosidad y esfericidad, se ha determinado por medio de imágenes obtenidas por microscopio electrónico tipo LEO 1450 VP (SEM), del Laboratorio de Microscopía Electrónica y Microanálisis de la Universidad de San Luis (*Arrúa et al. 2011*).

En la Tabla 1 se presentan las características generales del limo loésico de la región central del país.

Como agente de cementante se ha empleado cemento comercial Portland normal fabricado en la planta de Minetti ubicada en Ciudad de Malagueño. Los fabricantes indican que su composición química corresponde a $SiO_2 = 15,42\%$, $Al_2O_3 = 4,60\%$, $Fe_2O_2 = 3,35\%$, $CaO = 65,71\%$, $MgO = 2,79\%$, $K_2O = 1,97\%$, $Na_2O = 0,59\%$, $SO_3 = 5,10\%$, $TiO_3 = 0,47\%$.

La Figura 2 presenta una imagen de las partículas de cemento Portland obtenidas mediante microscopio electrónico.

Fibras

Se utilizaron fibras sintéticas, inertes químicamente, fabricadas con polímeros vírgenes de polipropileno en hilos independientes de 19 mm de longitud (Figura 3). El fabricante de estas Fibras (BGP de LISTA SRL. Policemento Argentina) sugieren que estas fibras se utilizan en morteros y hormigón para proveer un refuerzo adicional para esfuerzos de tracción. Indican que se reducen las fisuras y la permeabilidad.

En la Tabla 2 se presentan las propiedades características de las fibras empleadas en este trabajo aportadas por el fabricante (BGP de LISTA SRL. Policemento Argentina). El material empleado en la manufactura corresponde a polipropileno 100%.

Mezclas de suelo

El cemento, suelo y fibras se han combinado para establecer la incidencia de las variables en el desempeño mecánico. El suelo extraído del yacimiento, fue secado en estufa a 105 °C durante 24 horas. Se desagregaron manualmente las partículas de gran tamaño con mortero. Se tamizó el suelo recogiendo el pasante por Tamiz 40. Se incorporó el cemento o las fibras en diferentes proporciones, mezclando de manera manual e intensa durante al menos 3 minutos. Finalmente, se acopió la mezcla en doble bolsa plástica de poliestileno de alta densidad hasta la construcción de las mezclas. En la preparación y ensayo de las muestras se emplearon moldes metálicos de 0,10m de altura, 0,05m de diámetro y 0,006m de espesor para la compactación estática. La relación entre la longitud de las fibras y el diámetro de la muestra no es elevada. En consecuencia no se descarta la posibilidad de existencia de efectos de escala. Futuros trabajos pueden explorar que ocurre con muestras de gran tamaño. Las muestras se construyeron a peso unitario seco constante, compactadas dentro de cada recipiente en tres capas iguales por medios mecánicos. Posteriormente fueron extraídas del molde mediante un extractor hidráulico de avance milimétrico.

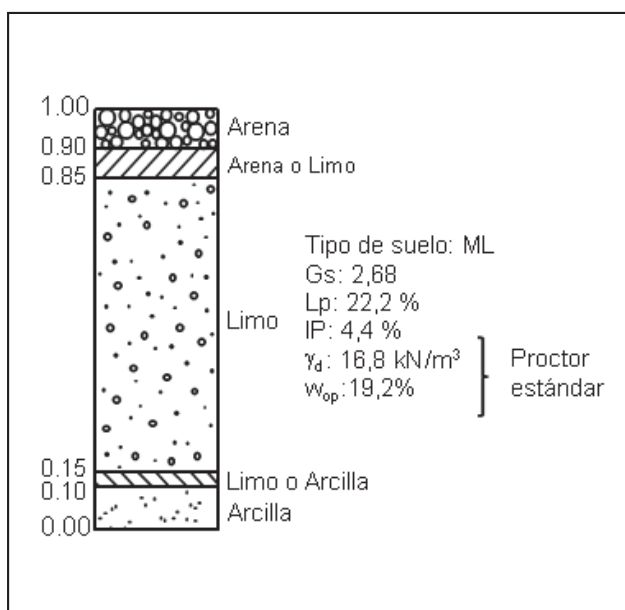


Figura 1. Distribución de partículas y propiedades físicas del suelo

Tabla 1. Características generales del suelo ensayado

Propiedad	Descripción	Valor
SUCS	Limo Arcilloso. Baja Plasticidad	CL - ML
Condiciones naturales	Contenido de humedad (%)	12,7 - 23,0
	Peso unitario seco [kN/m ³]	12,5 - 13,5
	Gravedad específica	2,66 - 2,68
	Índice DCP (Dynamic Cone Penetration). ASTM D-6951 (mm/golpe)	18 - 24
Límites de Atterberg	Límite líquido (%)	23,0 - 30,0
	Índice de plasticidad	4,2 - 4,9
Composición química	Silicio (%) (SiO ₂)	65
	Aluminio (%) (Al ₂ O ₃)	15
	Óxido de hierro (%) (Fe ₂ O ₂)	5
	Óxido de calcio (%) (CaO)	3
	Óxido de sodio (%) (Na ₂ O)	3
	Otros (%)	9
Tamaño de partículas	Pasante tamiz (#200) (%)	85 - 95
	Contenido de arcilla (< 2 μm) (%)	7,0 - 10,0
Ensayo Proctor (ASTM D698)	Máxima densidad seca (KN/m ³)	16,4 - 17,0
Ensayo Proctor (ASTM D698)	Contenido de humedad óptima (%)	18,5 - 20,0
Ensayo Proctor (ASTM D698)	Índice DCP para condiciones optimas ensayo Procter estandar (mm/golpe)	4 - 8

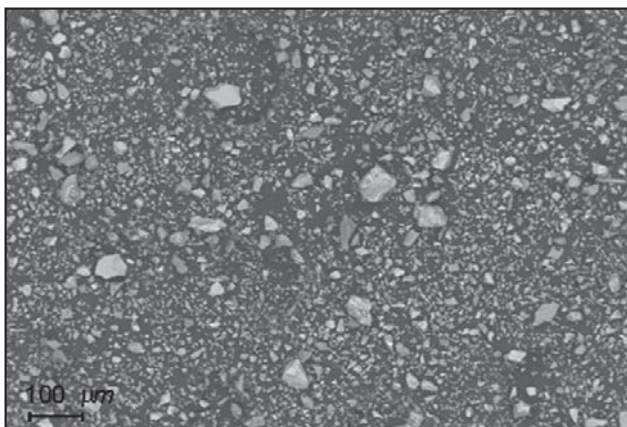


Figura 2. Micrografía del cemento Portland utilizado.

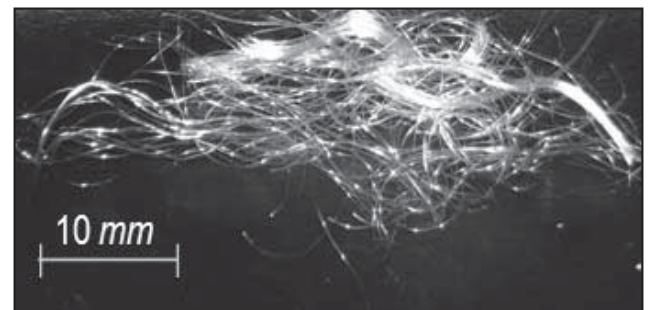


Figura 3. Fibra sintética de 19 mm incorporada al suelo limoso (Policemento La Fibra MF).

Tabla 2. Propiedades de la fibra, aportadas por el fabricante (Policemento La Fibra MF)

Propiedad	Ud.	Método	Media	Tolerancia
Título	Denier	ITQ-4,10-002	15,03	14,8-15,8
Resistencia	N	ITQ-4,10-002	0,52	>0,40
Elongación	%	ITQ-4,10-002	216,84	>150
Finish	%	ITQ-4,10-008	0,65	0,60-0,85
Longitud	mm	ITQ-4,10-002	19	19
Humedad	%	ITQ-4,10-002	0,11	<0,1

Las probetas obtenidas se acopiaron en bolsas plásticas hasta la edad de ensayo. Las temperaturas empleadas para la conservación de las muestras corresponden a 20°C. Para las mezclas de suelo con fibra o suelo fibra cemento se ha procedido de manera equivalente a la explicitada en el párrafo anterior. Los porcentajes empleados para la secuencia de experiencias se presentan en la Tabla 3.

Para los ensayos de tipo CBR (California Bearing Ratio) se puso de manifiesto un problema operativo durante el proceso de compactación cuando se incorporan fibras, las cuales impiden un correcto enraizado al final de la compactación. La Figura 4 presenta una imagen de la mezcla de suelo-fibra.

CARACTERIZACIÓN MECÁNICA

Compresión no confinada

La resistencia a compresión no confinada es uno de los índices de control de mezclas de materiales frecuentemente empleada para caracterizar el desempeño de la construcción (Arrúa et al. 2012, Raymond et al. 2007, Bahar et al. 2004, ACI 318). En las mezclas de materiales pétreos con cemento, ven favorecidas sus propiedades de resistencia a corto plazo con el incremento de temperatura (ACI 305R-99) aunque a largo plazo se obtienen resistencias entre un 10% y 15% menores a las diseñadas (Gaynor et al. 1985). Se ejecutaron pruebas de resistencia a compresión no confinada uniaxial para establecer rigidez y resistencia. Para esto se utilizó una prensa mecánica instrumentada con celda de carga y comparador digital.

Las muestras se han preparado a peso unitario seco de 15 kN/m³, bajo compactación estática. El contenido de humedad inicial se ha definido al 21%. La incorporación de cemento al

suelo limoso provoca una notable disminución de la plasticidad. La Figura 5 muestra que el incremento de resistencia no es directamente proporcional al porcentaje de cemento incorporado. Al 5% de incorporación de cemento se logra una resistencia de 2,3 MPa, mientras que al duplicar el contenido de cemento (10%) la resistencia se eleva a 6,2 MPa. Este aumento es notable y oscila en un 270%. Esta tendencia se mantiene ya que para contenido de cemento del 15% la resistencia a compresión es de 10,4 MPa (incremento del 450%). Se aprecia que es posible esperar variaciones de hasta 1 MPa para un mismo porcentaje de cemento.

Se han saturado un grupo de probetas mediante inundación para evaluar su resistencia a la compresión simple, la Figura 5 presenta la tendencia de características similares a las enunciadas con un leve desfase en el origen. Esto es debido a que la muestra con un contenido del 2,5% de cemento posee un valor muy bajo de resistencia, alrededor de 0,4 MPa. característica que se revierte al duplicar el contenido de cemento, ya que al 5% de aglutinante se obtiene una resistencia de 1,6 MPa, entonces con este agregado se logra cambiar el comportamiento del suelo frente a la inestabilidad de un agente externo como el agua, logrando un incremento de resistencia del orden del 400%. Esta tendencia continúa con el incremento del contenido de cemento, teniendo el mayor incremento relativo en la resistencia a la compresión simple, entre el 10 y 15%.

Se prepararon muestras al 21% de humedad, a un peso unitario seco de 15 kN/m³, para establecer la influencia de la incorporación de fibras al suelo loessico. Se han realizado ensayos de compresión simple según los contenidos definidos en la Tabla 3. Se ha obtenido la relación entre la deformación axial en falla y el contenido de fibra dentro de la masa de suelo, lo que se presenta en la Figura 6.

Tabla 3. Programa de ensayos

Mezcla	Contenido del material incorporado referido al peso de suelo seco				
Suelo-Cemento	2,5 %	5,0 %	7,5%	10,0 %	---
Suelo-Fibra	1,0 ‰	2,0 ‰	5,0 ‰	10,0 ‰	15,0 ‰
Suelo-Cemento*- Fibra	1,0 ‰	2,0 ‰	5,0 ‰	10,0 ‰	---

*El contenido de cemento se ha fijado en el 7,5% en peso seco

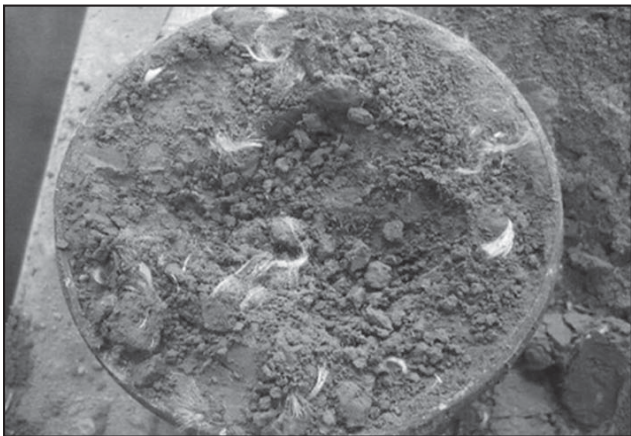


Figura 4. Mezcla de suelo loésico con 7,5% de cemento y 2‰ de fibras.

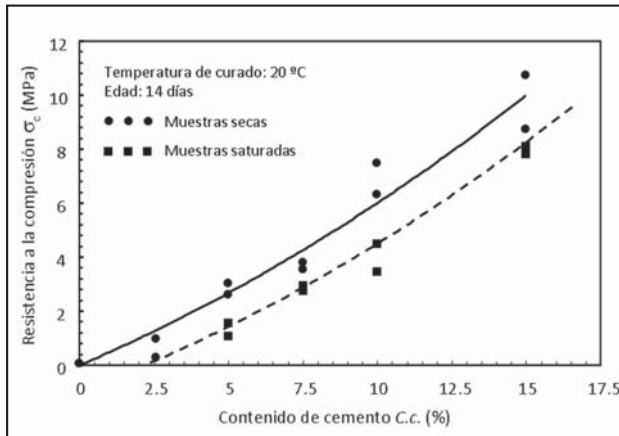


Figura 5. Influencia del contenido de cemento en la resistencia máxima a compresión.

Se puede observar que la tendencia en el aumento de la resistencia a compresión para el aumento en el contenido de fibra, se encuentra interrumpida por dos valores que decaen en la tendencia general.

Respecto a la resistencia a compresión simple se puede dividir la relación en tres sectores: el inicial, entre el 1‰ y 2‰ en el cual el incremento de deformación en falla es poco considerable. Un segundo sector: entre el 2‰ y 10‰ donde la deformación en falla aumenta sensiblemente. Y el final: entre el 10‰ y 15‰ donde la deformación desarrollada tiene características similares al primer tramo.

La Figura 7 presenta el cambio de resistencia a compresión bajo modificaciones del contenido de cemento, para muestras elaboradas con un contenido de fibras del 2‰, curadas a 20°C y ensayadas a 14 días de edad. En la Figura 7, se puede apreciar la tendencia de la resistencia a compresión respecto al contenido de cemento. Notar que es una tendencia análoga al de la figura 5, con la diferencia del aporte de fibra en cantidad constante para todas las probetas ensayadas.

Observando algunos puntos característicos en ambas tendencias, es sencillo verificar que existe una coincidencia muy amplia entre las probetas de suelo-cemento y las de suelo-cemento-fibra, esto es asignado al efecto predominante del cemento por sobre el de la fibra de polipropileno, observación basada en términos de resistencia.

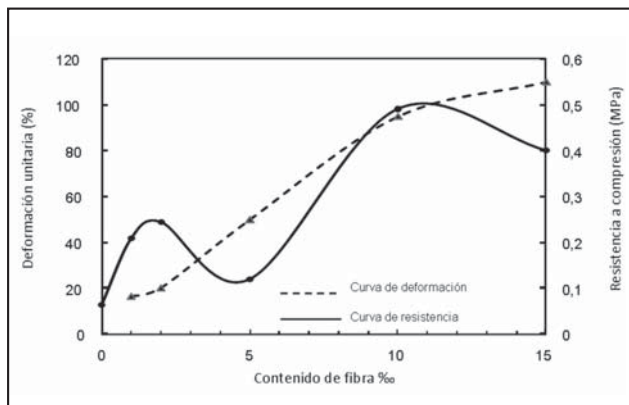


Figura 6. Relación entre el contenido de fibra y el desempeño de las probetas bajo solicitaciones de compresión.

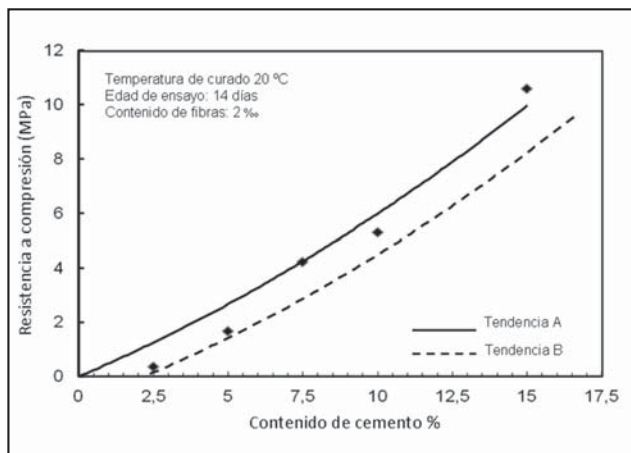


Figura 7. Relación entre el contenido de cemento y la resistencia a compresión para muestras con el 2‰ de fibras sintéticas.

Tracción por compresión diametral

La Figura 8 muestra la relación entre resistencia a compresión y resistencia a la tracción por compresión diametral para muestras secas y saturadas, curadas a 20°C y ensayadas a 14 días de edad. En general, la resistencia a la tracción aumenta con el contenido de aglutinante. Las muestras no saturadas, no presentan un aumento significativo en la resistencia a la tracción entre el 0% y el 2,5% CC (0,01MPa). Entre 2,5 y 5% C.c. el incremento medio es de 0,32 MPa. Entre los 5% a 7,5% C.c. es 0,21 MPa, 7,5% a 10% C.c. es 0,19 MPa y 10% a 15% C.c. es de 0,53 MPa. Aproximadamente, un aumento de 1,0% Cc, provoca un aumento en la fuerza de tensión de 84 kPa.

La Figura 9 muestra la deformación diametral en falla y la resistencia a la tracción respecto del contenido de fibra de polipropileno. Se puede apreciar la misma tendencia que en la Figura 6, donde el aumento de la cantidad de fibra provoca un aumento de la resistencia a tracción.

La función que representa a los valores de resistencia a compresión simple, se puede dividir en dos sectores: el inicial, entre el 1 y 2 % donde el incremento de deformación en falla es poco considerable. Un segundo sector: entre el 2 y 15% donde la deformación en falla aumenta sensiblemente, con cambios puntuales en la pendiente general desarrollando el aumento sostenido de la deformación.

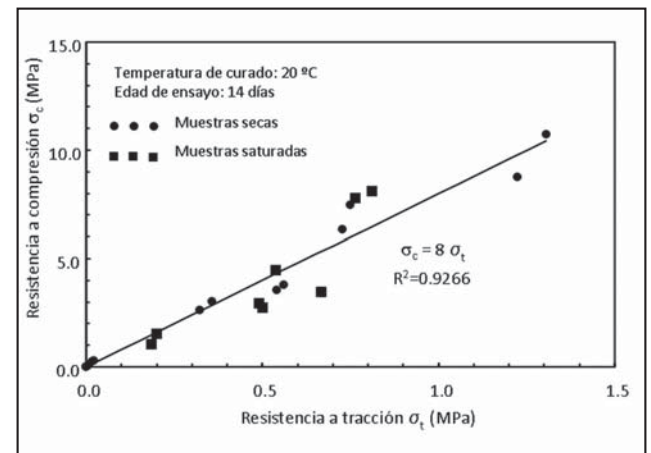


Figura 8. Relación entre la resistencia a compresión y la resistencia a tracción por compresión diametral.

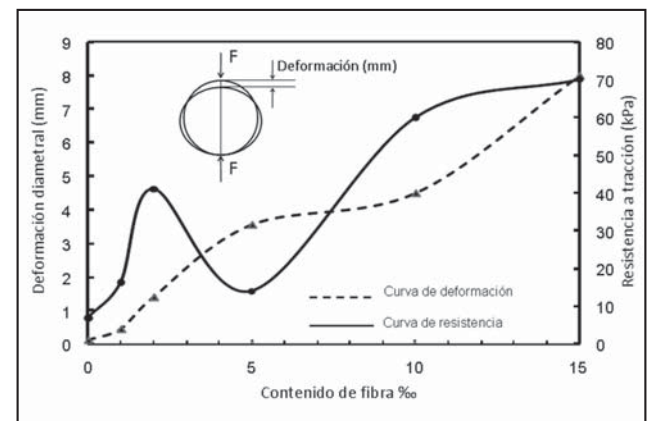


Figura 9. Relación entre el contenido de fibra y el desempeño de las probetas bajo solicitaciones de tracción por compresión diametral.

En la Figura 10 se relaciona la resistencia a compresión y a tracción por compresión diametral. Para un contenido del 2‰ de fibras y cemento desde el 2,5% al 15%. Comparando los resultados de la Figura 10 con los obtenidos en la Figura 8, se aprecia que se mantiene la misma pendiente en la recta de aproximación.

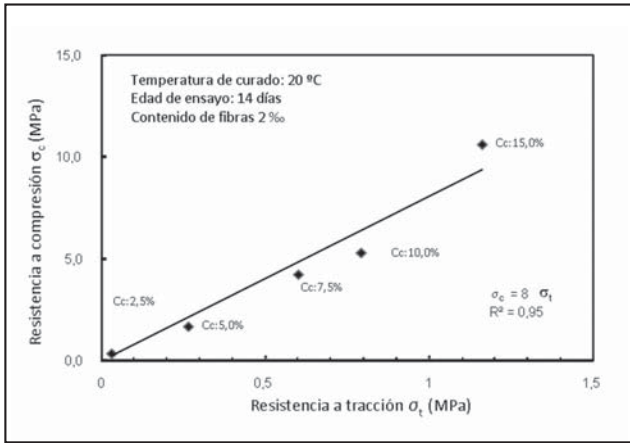


Figura 10. Relación entre la resistencia a compresión y la resistencia a tracción con un contenido de fibras del 2‰.

Relación de capacidad de carga (CBR)

Se ejecutaron dos grupos de ensayos de compresión tipo CBR. (a) Se incorporo fibra, (b) se incorporó cemento. En ambos grupos se realizó la incorporación de fibra o cemento en porcentajes referidos a peso de suelo loessico seco.

Los ensayos CBR se realizaron construyendo las muestras a una humedad de compactación del 19%. Luego se inundaron las probetas durante 150 horas con una sobrecarga de 45 N. Se registraron hinchamientos en función del tiempo. En todos los casos se alcanzó la estabilización del proceso. Los resultados indican una contribución de las fibras en la reducción de la expansión (Figura 11). La mejora es notable aún con la incorporación de pequeños porcentajes de fibra (1 ‰), no obstante la mejora se incrementa en menor medida con el incremento del contenido de fibra.

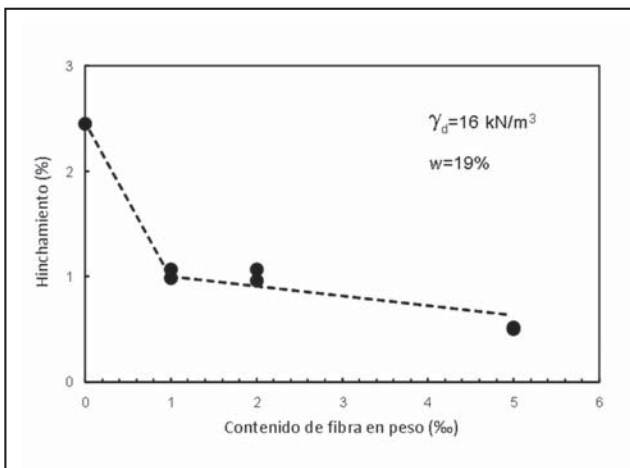


Figura 11. Resultado de hinchamiento en las muestras luego de un proceso de inundación durante 150 horas.

La caracterización mecánica mediante el ensayo CBR se determino para una penetración del pistón de 2,54 mm (Fig. 12). Los resultados señalan una mejora en el material inundado con el agregado de fibra. Este efecto, es posible que se encuentre ligado con la reducción en el hinchamiento durante el proceso de inundación. Por otro lado, el material sin inundar presentó reducciones en el valor CBR con el incremento en el contenido de fibras. La reducción en el valor de CBR del material sin inundar, puede asociarse a una disminución en la rigidez del material con el agregado de fibras.

En el segundo grupo de ensayos de compresión tipo CBR se modificó y evaluó la respuesta de las probetas para diferentes contenidos de cemento sin la incorporación de fibras. Los resultados se presentan en la Fig. 13, para muestras con 7 días de edad. El incremento en el contenido de cemento mejora considerablemente la rigidez del material.

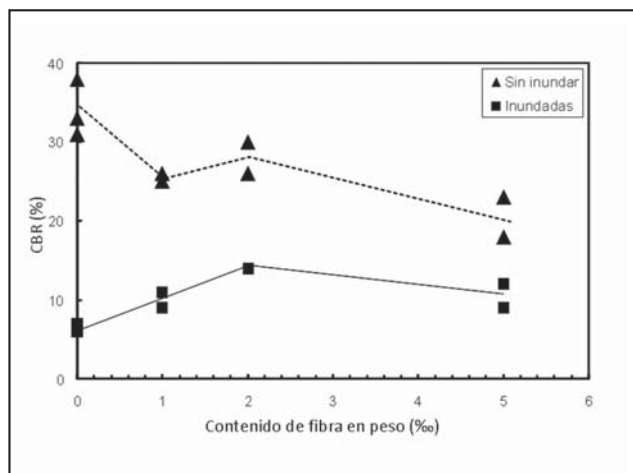


Figura 12. Valor CBR del suelo limoso sin inundar y luego de 150 horas de inundación. En todos los casos $\gamma_d=16 \text{ kN/m}^3$, $w=19\%$.

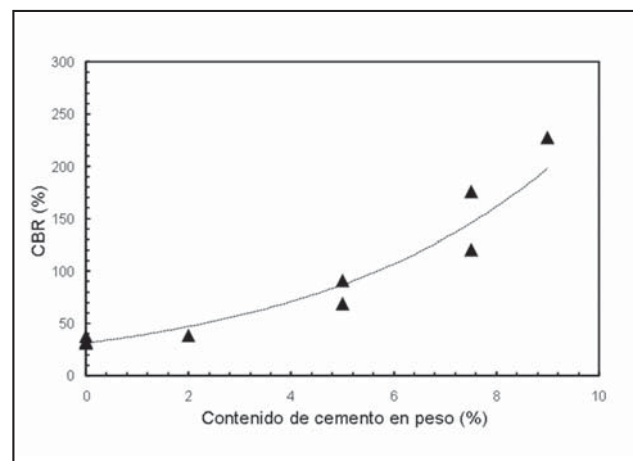


Figura 13. Valor CBR del suelo limoso con diferentes contenidos de cemento. Edad de muestras: 7 días.

CONCLUSIONES

En este estudio se han presentado los resultados de caracterización mecánica para materiales compuestos por suelo limoso, cemento y fibra sintética. Se han ejecutado ensayos de compresión simple, tracción por compresión diametral y California Bearing Ratio (CBR). Se ha presentado que la

incorporación de cemento al suelo limoso compactado mejora la resistencia y rigidez del material obtenido. Hasta los porcentajes de cemento utilizados en este trabajo, el crecimiento en la resistencia y rigidez del material es del tipo exponencial. La incorporación de fibra de polipropileno en la masa de suelo sin la incorporación de cemento, mejora al desempeño de la mezcla controlando los niveles de expansión. La fibra de polipropileno aporta mayor consistencia al material, mejorando su ductilidad. Se ha verificado que la resistencia a la tracción aumenta con el contenido de cemento, este efecto ha sido verificado en muestras saturadas y no saturadas.

La combinación del suelo loésico con fibras de polipropileno indica que el incremento de resistencia a tracción es más clara, que el incremento de resistencia a compresión simple. Se observó una disminución en los valores CBR del material sin inundar, y un incremento en el material inundado producto de la incorporación de fibras. En principio, puede que el incremento en el material inundado se encuentre ligado a la reduc-

ción del hinchamiento. No obstante, para formular una explicación general de este comportamiento se deberán efectuar ensayos complementarios de compresión simple y CBR con suelo limoso compactado, en donde se amplíen los contenidos de fibra empleados. El agregado de fibra al suelo limoso compactado reduce el hinchamiento medido en moldes CBR bajo condición de inundación.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Secretaría de Ciencia y Tecnología, y al Departamento de Ingeniería Civil, de la Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional y a los integrantes del Grupo GIGEF. Se agradece especialmente al Ministerio de Ciencia y Tecnología de la Provincia de Córdoba, y a la Agencia Nacional de Promoción Científica y Tecnológica, FONCYT, por los fondos suministrados a través del proyecto PICT.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

ARRÚA P. Y AIASSA G. 2009.

Curvas de transferencia de carga horizontal p-y para suelos loésicos.
Revista EIA, Vol. 11, pp. 131-143.

ARRÚA P., AIASSA G. AND EBERHARDT M. 2012.

Loess soil stabilized with cement for civil engineering applications.
International Journal of Earth Sciences and Engineering. Vol. 05, Nro. 1, pp. 10-18.

ARRÚA P., AIASSA G., EBERHARDT M. AND ALERCIA BIGA C. 2011.

Behavior of collapsible loessic soil after interparticle cementation.
International Journal of GEOMATE. Vol. 01, Nro. 2, pp. 130-135.

BAHAR R., BENZAOUZOU M., KENAI S. 2004.

Performance of compacted cement-stabilised soil.
Cement & Concrete Composites 26: 811-820

CLARIÁ J.J. Y VETTORELO P.V. 2010.

Refuerzo de arenas mediante la adición de fibras sintéticas.
XX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Mendoza, Argentina.

CONSOLI N.C., PRIETTO P.N. AND ULBRICH L.A. 1998.

Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil.
Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 124, Nro. 12, pp. 1211-1214.

GAYNOR, R. D.; MEININGER, R. C. AND KHAN, T. S. 1985.

Effects of Temperature and Delivery Time on Concrete Proportions.
Temperature Effects on Concrete. STP-858, ASTM, Philadelphia: 68-87.

GOODARY R., LECOMTE-NANA G.L., PETIT C., AND SMITH D.S. 2012.

Investigation of the strength development in cement-stabilised soils of volcanic origin.
Construction and Building Materials. Vol. 28, pp. 592-598.

HAOFENG XING, XIAOMING YANG, CHAO XU AND GUANBAO YE 2009.

Strength characteristics and mechanisms of salt-rich soil-cement.
Engineering Geology, 103, p. 33-38.

HAZIRBABA K. AND GULLU H. (2010).

California Bearing Ratio improvement and freeze-thaw performance of fine-grained soils treated with geofiber and synthetic fluid.
Cold Regions Science and Technology. Vol. 63, pp. 50-60.

KUMAR A., WALIA B.S. AND MOHAN J. 2006.

Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay.
Construction and Building Materials. Vol. 20, pp. 1063-1068.

LIU J., WANG T. AND TIAN, Y. 2010.

Experimental Study on the Dynamic Properties of Cement- and Lime-Modified Clay Subjected to Freeze-Thaw Cycles.
Cold Regions Science and Technology, 61, 1, pp. 29-33.

- MILLOGO Y., HAJJAJI M., OUEDRAOGO R. AND GOMINA M. 2008.
Cement-lateritic gravels mixtures: Microstructure and strength characteristics.
Construction and Building Materials. Vol. 22, pp. 2078-2086.
- OYEDIRAN I.A. AND KALEJAIYE M. 2011.
Effect of increasing cement content on strength and compaction parameters of some lateritic soils from southwestern Nigeria.
The Electronic Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 16, pp. 1501-1514.
- PLÉ O. AND LÊ T.N.H. 2012.
Effect of polypropylene fiber-reinforced on the mechanical behavior of silty clay.
Geotextiles and Geomembranes. Vol. 32, pp. 111-116.
- RAYMOND N. YONG, VAHID R. OUHADI, 2007.
Experimental study on instability of bases on natural and lime/cement-stabilized clayey soils.
Applied Clay Science 35: 238-249
- REGINATTO A. (1970).
Suelos colapsibles. Predicción de la Susceptibilidad al Colapso.
2º Reunión Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Córdoba, Argentina.
- ROCCA R., REDOLFI E. Y TERZARIOL R. 2006.
Características geotécnicas de los loess de argentina.
Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 6(2) 149-166
- SIDDIQUE A. AND RAJBONGSHI B. 2002.
Mechanical properties of a cement stabilized coastal soil for use in road construction.
Journal of Civil Engineering. Vol. 30, N°1, pp. 51-67.
- TANG C., SHI B., GAO W., CHEN F. AND CAI Y. 2007.
Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayed soil.
Geotextiles and Geomembranes. Vol. 25, pp. 194-202.
- YETIMOGLU T., INANIR M. AND INANIR O.E. 2005.
A study on bearing capacity of randomly distributed fiber-reinforced sand fill overlying soft clay.
Geotextiles and Geomembranes. Vol. 23, pp. 174-183.
- ZÁRATE M. 2003.
Loess of southern South America.
Quaternary Science Reviews, Vol. 22, pp. 1987-2006.



Aspectos geológicos y geotécnicos preliminares de la fundación de la presa del arroyo Blanco, Tandil

Preliminary geological and geotechnical aspects of arroyo Blanco's dam foundation, Tandil

Giaconi, Luis Mario¹ ✉ - Calvetty Amboni, Boris² - Giaconi, Mario Nicolás³

Recibido: 12 de julio de 2012 • Aceptado: 18 de septiembre de 2013

Resumen

El presente trabajo trata sobre los aspectos geológicos y geotécnicos preliminares de la fundación de la presa A° Blanco ubicada al sur de la Ciudad de Tandil, Provincia de Buenos Aires. El propósito de la presa es contener y regular las crecientes torrenciales que recurrentemente provocan anegamientos en la ciudad ubicada aguas abajo. El área de proyecto comprende la cuenca hidrográfica del arroyo mencionado cuyas nacientes se ubican dentro del cordón serrano de Tandilia, al SW de la ciudad.

Así, el objetivo liminar es comunicar respecto a las características geológico-geotécnicas generales de los materiales existentes a los fines de la fundación de la presa en el denominado eje variante 3, de rumbo N110°E - N70°O (Azimut N290°) cuya longitud es de 352,10 m a cota 210 m, cota posible de coronamiento.

A estos fines, se realizó la caracterización geológica regional para luego identificar y relevar las unidades geológicas comprendidas por el área del cierre como así también en el área del futuro vaso y sus adyacencias, a través de imágenes satelitales, perfiles topográficos, dispositivos geoeléctricos y calicatas, elaborándose subsecuentemente perfiles geoeléctricos y geológicos superficiales para finalmente avanzar en la descripción de las características geotécnicas de los materiales encontrados. En síntesis, se identificaron dos componentes geológicos de disímiles características geotécnicas: a) Cubierta sedimentaria de la planicie de inundación compuesta por suelos orgánicos y materiales de origen antrópico, suelos finos plásticos, depósitos sedimentarios eólicos y fluviales. b) Macizo rocoso: Constituido por rocas del Basamento Cristalino Precámbrico. Las mismas afloran en las laderas del valle encontrándose subyacentes a la cubierta sedimentaria.

Palabras clave: Presa - fundación - geología geotécnica preliminar - cubierta sedimentaria - macizo rocoso

Abstract

This paper discusses the geological and geotechnical preliminary specs of the dam "Arroyo Blanco" foundation located south of the city of Tandil, Buenos Aires. The purpose of the dam is to contain and regulate the growing recurrently causing torrential flooding in the town located downstream.

1. Cátedra de Geología Aplicada, FCNyM, UNLP

✉ imgiaconi@gmail.com

2. Consultor Geofísico

3. Facultad de Ingeniería, UNLP

The project area includes the watershed above the stream whose sources are within the highland cord named "Tandilia", SW of the city.

Thus, the preliminary goal is to communicate regarding general geological-geotechnical characteristics of existing materials for the purposes of the foundation of the dam in the so-called "variant 3 axis", N110°E course - N70°W (azimuth N290°) whose length is 352,10 m at an altitude of 210 m, crest elevation possible.

To this end, we performed regional geological characterization and then identify and survey the geological units covered by the area of closure as well as the future basin area, through satellite images, topographic profiles, geoelectric devices and pits, subsequently developed geoelectric and geological surface profiles to finally proceed to the description of the geotechnical characteristics of the materials found. In summary, we identified two components of dissimilar geological geotechnical characteristics: a) Sedimentary cover of the floodplain soil composed of organic soils and materials of anthropic origin, plastic thin soils, wind and fluvial sedimentary deposits. b) Solid rock: Consisting of Precambrian crystalline basement rocks. They emerge on the slopes of the valley found underlying the sedimentary cover.

Keywords: Dam - foundation - preliminary geotechnical geology - sedimentary cover - solid rock

INTRODUCCIÓN

El propósito de la presa reguladora A° Blanco es laminar las crecientes torrenciales que, en ocasiones recurrentes, suelen provocar anegamientos en la ciudad de Tandil, Provincia de Buenos Aires, ubicada aguas abajo y cuya ubicación puede observarse en la Figura 1 y en la siguiente imagen satelital (Figura 2).



Figura 1. Ubicación de la Ciudad de Tandil.

En la Figura 2 se observa una vista general de la ciudad de Tandil donde se identifica hacia el oeste-suroeste del ejido urbano el escurrimiento superficial del arroyo Blanco y la traza del cierre en estudio para la mitigación de las crecidas extraordinarias mediante la construcción de la presa. La flecha en la imagen indica el sentido del escurrimiento fluvial y su punta el nacimiento del entubado del A° Blanco por el cual transcurre a través de la ciudad.

El área de proyecto para la laminación de crecidas mediante una presa sobre el A° Blanco en la ciudad de Tandil abarca la cuenca hidrográfica del arroyo que desemboca precisamente en el denominado entubado del A° Blanco, desagüe pluvial subterráneo que finalmente desagua o descarga aguas abajo de la ciudad en el A° Langueyú, cuya boca se encuentra en la progresiva del cierre 183,13 m. siendo la cota del techo del ducto de 195,87 m. (Figura 3).

Las nacientes de la cuenca se ubican al sudoeste de la ciudad de Tandil dentro del cordón serrano que domina el área, siendo la máxima expresión geográfica del mismo el Cerro Albión ubicado al Este del sitio de estudio.

OBJETIVO

El objetivo liminar del presente trabajo es comunicar las características geológico-geotécnicas generales de los materiales existentes a los fines de la fundación de la presa A° Blanco en el sector del denominado eje variante 3, de rumbo N110°E - N70°O (Azimut N290°) cuya longitud es de 352,10 m. a cota 210 m, cota posible de coronamiento.

ASPECTOS METODOLÓGICOS

Se iniciaron los estudios con la realización de la caracterización geológica regional (Giaconi et al, 2011) y el relevamiento superficial de la geología del cierre utilizándose como base topográfica relevamientos topográficos existentes. En el área existen antecedentes de estudios previos de topografía realizados por profesionales del Distrito Tandil de la Dirección Provincial de Saneamiento y Obras Públicas (DIPSOH) los cuales fueron complementados por el relevamiento topográfico a escala de semi detalle, 1:1000, de tres opciones de ejes de cierre denominados variantes 1, 2 y 3.

Posteriormente se avanzó en la descripción y evaluación de las condiciones geológicas y geotécnicas del área de localización de la alternativa eje variante 3 mediante la ejecución de

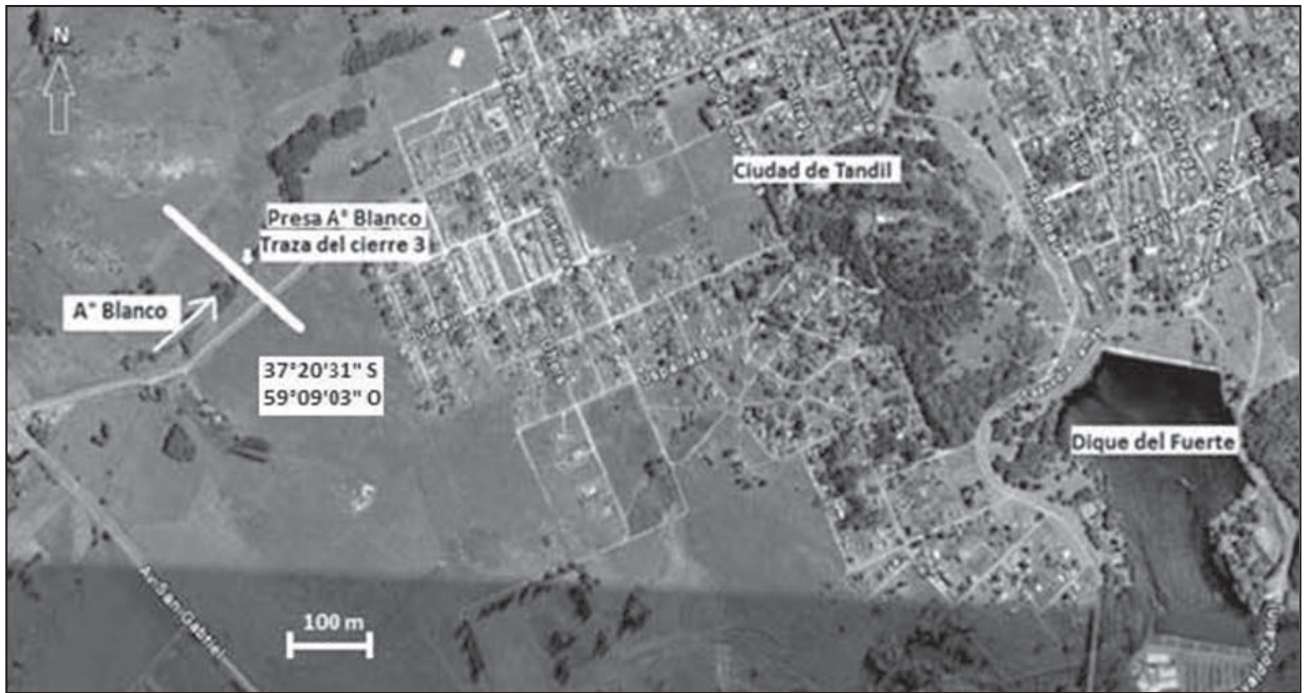


Figura 2. Ubicación de la futura presa del Arroyo Blanco en Tandil, Prov. de Bs.As.



Figura 3. Vista del inicio del entubado del Arroyo Blanco, aguas arriba del eje de cierre de la futura presa.

estudios básicos específicos indirectos y directos, relevándose asimismo topográficamente la misma a escala de detalle (1:100). Cabe destacar que se utilizaron valores locales en metros respecto a las coordenadas X e Y siendo que Z (cota en metros) responde a los valores IGM (Instituto Geográfico Militar). Así, se estableció el par (0,0) de coordenadas (x,y) en el mojón de

margen derecha y, por razones circunstanciales de control, la progresiva 0 m en este eje variante 3 se tomó a partir del mojón de margen izquierda hacia el mojón de margen derecha, sitios ambos a cota IGM 210 m, poseyendo una longitud total de 352,10 m.

La selección de la alternativa eje variante 3 a los fines del desarrollo del proyecto se debe fundamentalmente a razones hidráulicas: a) se encuentra ubicada aguas abajo de la entrada del actual ducto del A° dejando precisamente a la misma como posible descargador de fondo de la futura presa dentro del vaso con lo cual se evitaría la realización de un canal a cielo abierto que restituya los efluvios desde la presa hasta la entrada del actual existente entubado del arroyo si se hubieran elegido las variantes 1 y 2, ubicadas ambas aguas arriba de la entrada al mencionado ducto. b) permite una mayor expansión del vaso a los fines de la proyección de la crecida milenaria.

Se identificaron las unidades geológicas comprendidas por el área futura del cierre, como así también en el área del futuro vaso y sus adyacencias, contando con el auxilio de las imágenes satelitales y la realización posterior de perfiles geoelectrónicos y calicatas superficiales.

Así, se realizaron observaciones y descripciones megascópicas de los afloramientos, mediciones con brújula geológica, observaciones con lupa de las muestras de rocas obtenidas en el muestreo de campo y, a los fines geotécnicos, se ejecutaron sondeos eléctricos verticales (SEV) y un perfil sobre la traza del futuro cierre mediante tomografía eléctrica y calicatas en los suelos y sedimentos superficiales con el objeto de conocer la profundidad y características geomecánicas de los materiales clásticos superficiales en la zona de cierre y embalse y de las profundidades de la roca meteorizada/alterada que subyace subsuperficialmente en el área central del valle y aflora en el área de las laderas, tal como se observa en la Figura 4.

De tal manera se conjugó el cúmulo de información para componer el cuadro geológico geotécnico a nivel de prefactibilidad del cual se desarrolló un esquema geológico en planta

y un perfil sobre el que se proyectará en el futuro el citado cierre a través del desarrollo de sucesivas fases de proyecto.

Finalmente se realizan recomendaciones respecto a los métodos de estudio de las características geotécnicas específicas del sustrato con que se deberá avanzar en el conocimiento geotécnico futuro tratando de mitigar el actual nivel de incertidumbre dado específicamente por el método aquí adoptado de bajo costo como corresponde a un nivel de estudio de prefactibilidad y algunas consideraciones finales de tenor ambiental.

RECONOCIMIENTO GEOLÓGICO PRELIMINAR DE SUPERFICIE

De las observaciones realizadas, y tal como puede observarse en la figura anterior (Figura 4), el conocimiento geológico se encuentra enmascarado por la existencia de suelos vegetales en toda el área del sitio siendo los afloramientos muy escasos, cuestión que ha dificultado, dado el nivel de prefactibilidad establecido, el conocimiento exhaustivo. De todas formas, existen en superficie en el sitio de cierre y en el área del futuro embalse temporario, dos componentes geológicos: a) Cubierta sedimentaria de la planicie de inundación y b) Macizo rocoso constituido por rocas del Basamento Cristalino Precámbrico. Afloran en las laderas del valle encontrándose subyacentes a la cubierta sedimentaria a lo largo del cierre

A los fines de conocer la distribución en profundidad de los dos componentes geológicos establecidos en superficie mediante las auscultaciones visuales se desarrolló un método expeditivo de rápida ejecución cual es el desarrollo de investigaciones mediante geoelectrónica cuyas características principales se exponen a continuación (Calvetty, 2011).

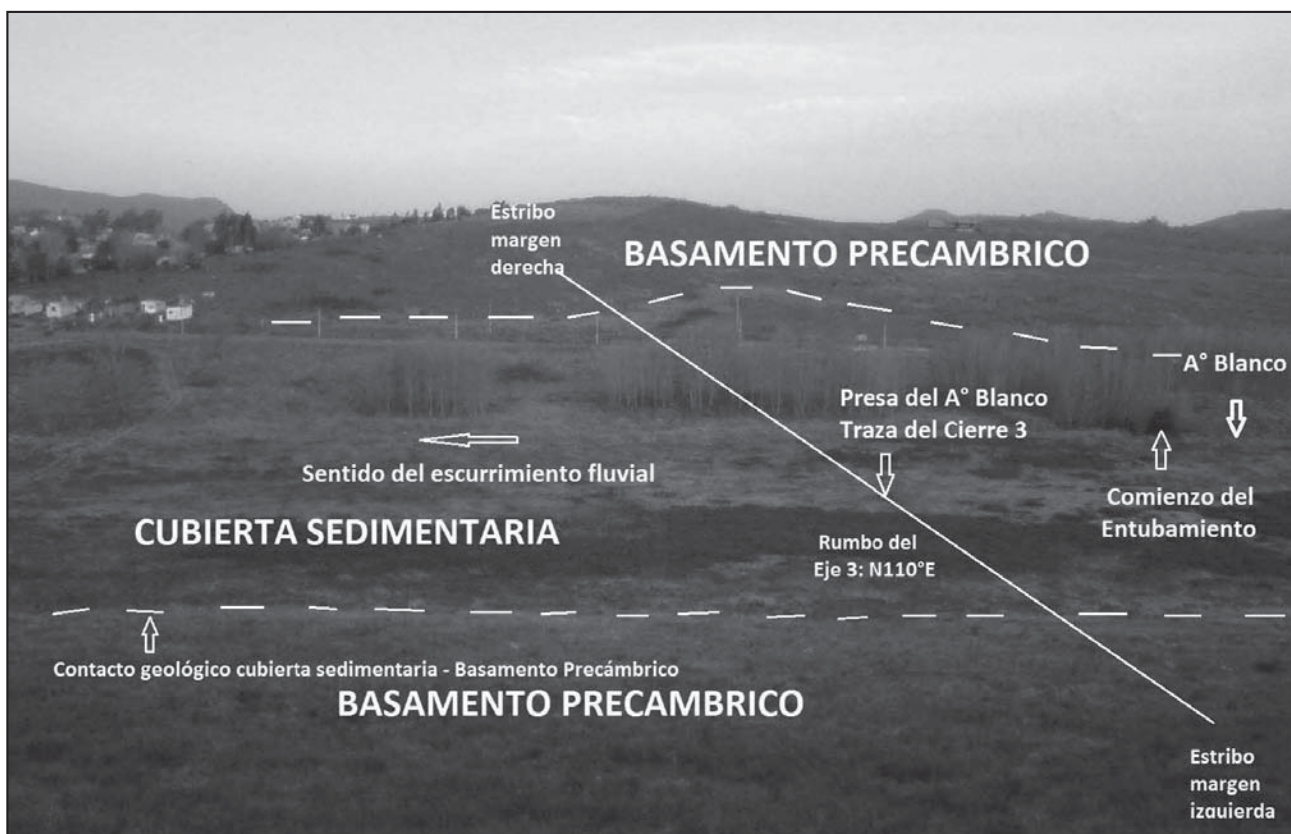


Figura 4. Presa del Arroyo Blanco. Vista general del área de cierre.

RELEVAMIENTO GEOELECTRICO

Se midieron 10 Sondeos Eléctricos Verticales (SEV) (Orellana, 1982), cuyas longitudes variaron entre 80 y 125 m de ala, y una línea de tomografía eléctrica de 200 metros de longitud, siendo la finalidad del estudio evaluar las variaciones de la profundidad del basamento a lo largo de la traza del eje variante 3.

LA SECCIÓN GEOELÉCTRICA (SEV)

En la Figura 5 se observa la ubicación en planta de los 10 SEV ejecutados sobre la traza mencionada.

Como resultado, se obtuvo una sección geoelectrónica del cierre 3 donde se define un sustrato de alta resistividad, el que se correspondería con el basamento compacto, y cuya profundidad varía entre los 11 m (cota 190,67 m) de los extremos del perfil en margen derecha (SEV 1 - progresiva 303,93 m - cota 201,67 m) y los 46 m (cota 149,18 m) de los SEV 05 (progresiva 143,84 m - cota 195,24 m) y SEV 06 (progresiva 114,77 m - cota 195,38 m). (Calvetty, 2011). No obstante, en los cuatro SEV del sector NNO (margen izquierda) es posible que se encuentre basamento alterado mucho más cerca de la superficie, a profundidades que no superan los 4 a 6 m y mucho menos en el SEV 08 (progresiva 56,58 m), medido prácticamente sobre afloramientos. Diferentes son las condiciones en el sector ESE (margen derecha) del perfil, donde el material sedimentario se apoyaría directamente sobre el basamento inalterado,

aumentando los espesores hasta los 26 m (cota techo rocoso 169,27 m) en el SEV 10 (progresiva 168,90 m), ubicado prácticamente sobre el antiguo cauce del arroyo, y valores de 23 m (cota roca 174,57 m) y 16 m (cota roca 183,24 m) en los SEV 03 (progresiva 229,49 m) y SEV 02 (progresiva 260,7 m) respectivamente, tal como se ilustra en la Figura 6.

Las profundidades, coordenadas locales y cotas IGM del techo de roca inalterada determinados mediante los 10 SEV ejecutados se informan en la siguiente Tabla 1.

LA TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA

Para el caso de la tomografía eléctrica, los datos se obtuvieron mediante un arreglo multielectrónico lineal con base en el dispositivo de Wenner para obtener un perfil eléctrico del terreno en dos dimensiones (2D) pasible de ser interpretado en términos geológicos (Loke, 2000).

La ubicación de la tomografía eléctrica se visualiza en la Figura 7, dejándose explícitamente establecido que la misma se extiende entre la ubicación del SEV 7 (progresiva 84,76 m) y un punto intermedio (progresiva 280 m) entre los SEV 2 y 1 de la Figura 4, por lo cual existe superposición entre la sección geoelectrónica realizada mediante SEV y la tomografía eléctrica. Ello coadyuva a comparar resultados a los fines de validar conclusiones con menor rango de incertidumbre dado lo indirecto del método geoelectrónico.

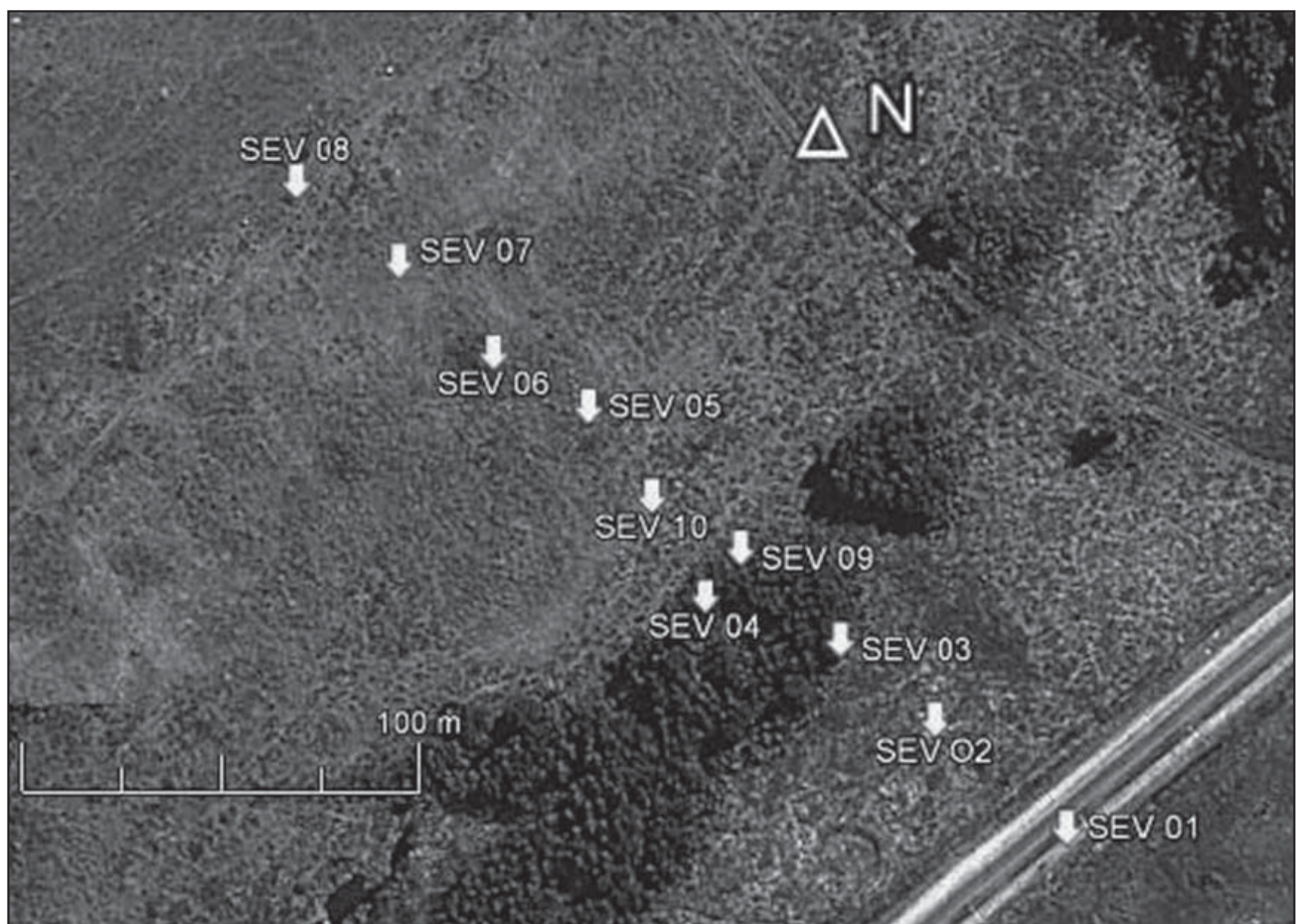


Figura 5. Ubicación de los 10 SEV medidos sobre la traza proyectada.

Tabla 1. Presa A° Blanco – Profundidad y cota del techo de roca inalterada obtenida mediante la ejecución de SEV.

Sondeo Eléctrico Vertical (SEV)	Progresiva (m)	X (m)	Y (m)	Z Cota IGM (m)	Profundidad techo de roca inalterada (m)	Cota IGM (m) Cota techo de roca inalterada (m)
1	303,93	48,17	0,00	201,67	11,00	190,67
2	260,07	92,03	-0,83	199,94	16,70	183,24
3	229,49	122,61	-0,21	197,97	23,70	174,57
4	189,30	162,80	-0,66	196,29	26,00	170,29
5	143,84	208,26	1,84	195,24	45,00	150,24
6	114,77	237,33	2,26	195,38	46,10	149,28
7	84,76	267,34	4,46	197,02	11,50	185,52
8	56,58	295,52	0,42	199,16	11,80	187,36
9	191,93	160,17	25,66	195,87	29,10	166,77
10	168,90	183,20	0,00	195,47	26,20	169,27

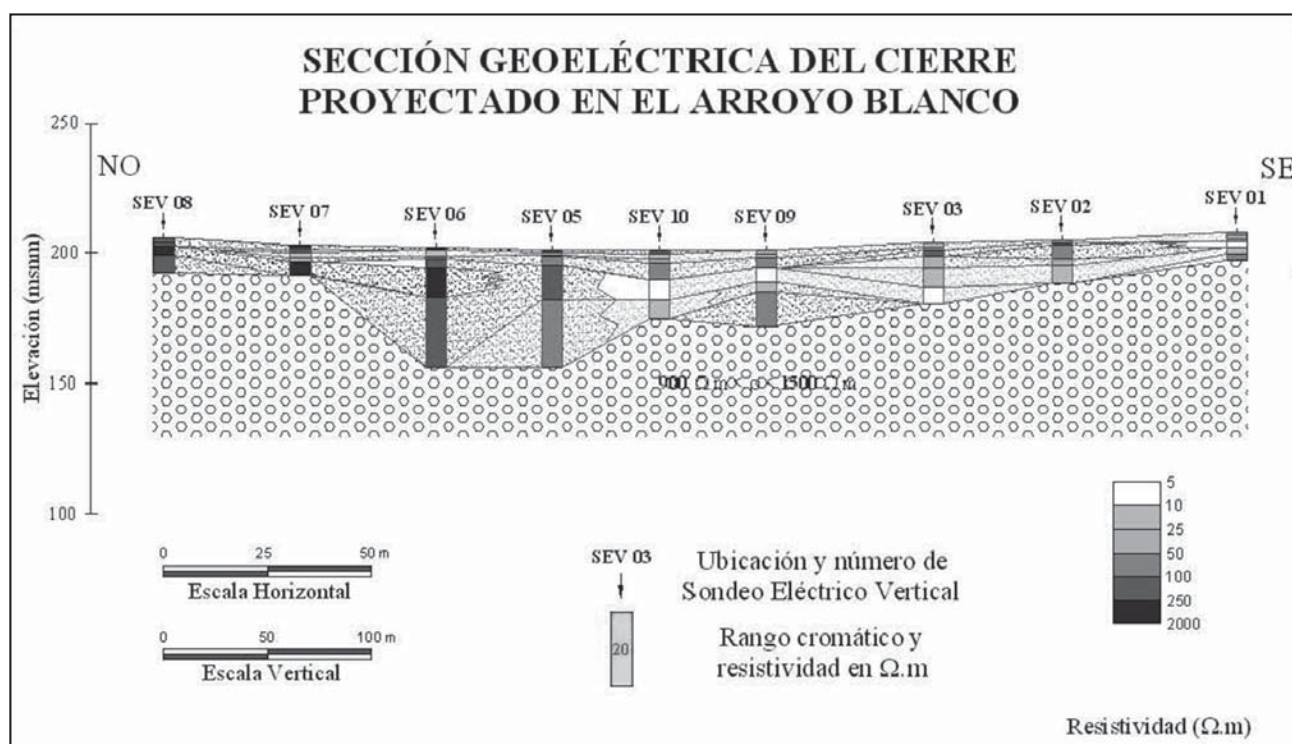


Figura 6. Presa A 0 Blanco -Eje variante 3 - Sección Geoelectrica obtenida a partir de los SEV.

Modelo Bidimensional (2D)

Efectuadas las mediciones de la tomografía eléctrica, lo que se tiene como dato es una grilla vertical con valores de la resistividad aparente en ohmios /m como se visualiza en la Tabla 2. Cabe destacarse que las mediciones se efectuaron para espaciamientos 1a, 2a, 3a, 4a, 5a y 6a (“na” con n de 1 a 6).

Como corresponde con el dispositivo base, la ubicación horizontal de los puntos de la grilla se hace en el punto medio del conjunto de cada arreglo electrodico tetrapolar y su ubicación vertical, o pseudo profundidad, proporcionalmente a la separación electrodica. El procesamiento subsiguiente se efectuó en gabinete aplicando el programa RES2DINV versión

3.54 (Geotomo Software, Malaysia), para lo cual, tanto la ubicación de los electrodos como los valores de resistividad aparente son introducidos en un archivo de texto que pueda ser leído por el programa.

El resultado obtenido de la aplicación del programa mencionado se visualiza en la Figura 8.

Así, aplicando una rutina de modelado directo, el programa permite observar las variaciones de la resistividad aparente de campo mediante una pseudosección (“Measured Apparent Resistivity Pseudosection”, parte superior de la Figura 8), que es obtenida por interpolación entre los *valores de resistividad aparente obtenidos* (los que muestra la Tabla 2) y presenta en

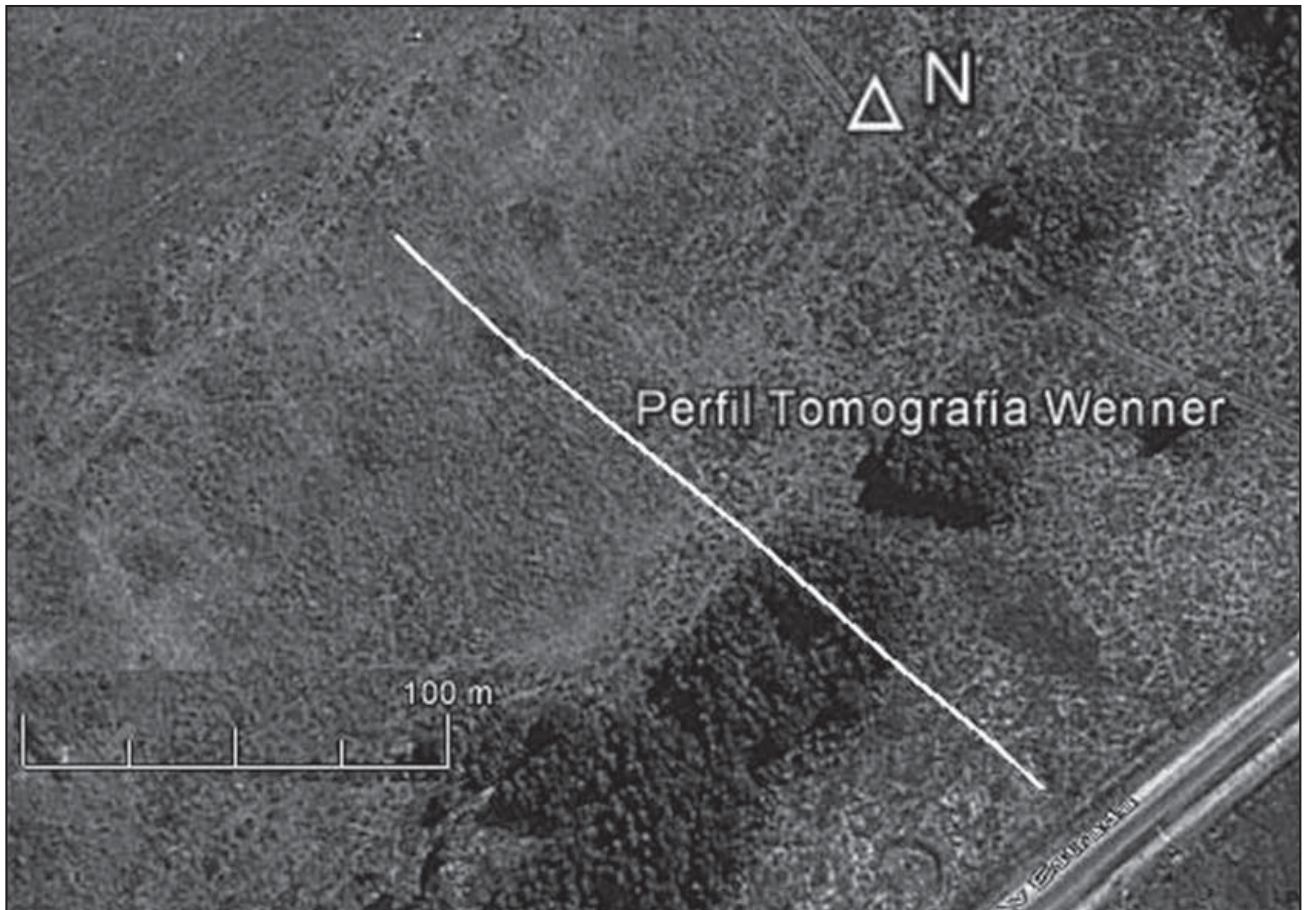


Figura 7. Ubicación del estudio geoelectrico mediante Tomografía Wenner.

Tabla 2. Tomografía eléctrica. Valores de la resistividad aparente en ohmios/m obtenidos entre el SEV 7 (Progresiva 84,76 m) y un punto intermedio entre los SEV 2 y 1 (Progresiva 280 m).

n																			
1	55,9	14,6	13,0	50,3	50,0	36,1	36,8	25,7	47,6	36,1	24,0	112,4	68,0	76,6	70,9	74,4	65,5	49,4	
2		90,6	20,4	81,6	37,6	26,8	30,5	49,9	52,8	57,0	64,8	91,3	64,8	104,0	144,3	143,3			
3			46,1	40,5	46,7	40,8	56,8	72,6	75,7	86,2	100,1	110,8	149,9	180,7					
4					186,6	66,2	127,0	103,3	96,4	103,3	127,0	66,2	186,6						
5							90,3	40,7	112,0	127,6	164,9	199,6							
6									132,5	157,2	197,8								

forma gráfica, de manera muy conveniente, los valores de la resistividad aparente obtenidos, proporcionando un cuadro aproximado de la distribución de la resistividad verdadera del subsuelo. Es un cuadro aproximado debido a que sigue siendo un cuadro distorsionado ya que las formas de las isóneas de la Figura 8 dependen: a) del tipo de arreglo utilizado tanto como b) de la resistividad verdadera del subsuelo. Por tanto, sería un error intentar utilizar esta "pseudosección" (parte superior de la Figura 8) como resultado final de la verdadera resistividad del subsuelo. No obstante, sirve como guía inicial para la posterior interpretación cuantitativa.

A continuación se elabora un modelo 2-D del subsuelo consistente en un gran número de bloques rectangulares, en los que el programa subdivide automáticamente el subsuelo para, a continuación y mediante una subrutina de inversión de

cuadrados mínimos, determinar el valor apropiado de resistividad para cada bloque, de modo tal que los valores de *resistividad aparente calculados* para el modelo ("Calculated Apparent Resistivity Pseudosection", gráfico intermedio de la Figura 8) coincidan aceptablemente con los valores medidos en el relevamiento de campo.

Es decir, como todo método de inversión, el programa proporciona un modelo del subsuelo ("Inverse Model Resistivity Section", parte inferior de la Figura 8) que se corresponde adecuadamente con los datos medidos. Para lo cual el programa RES2DINV utiliza un método iterativo que comienza con un modelo inicial que en sucesivas iteraciones logra un modelo cuyos valores de resistividad aparente calculados sean próximos a los valores medidos.

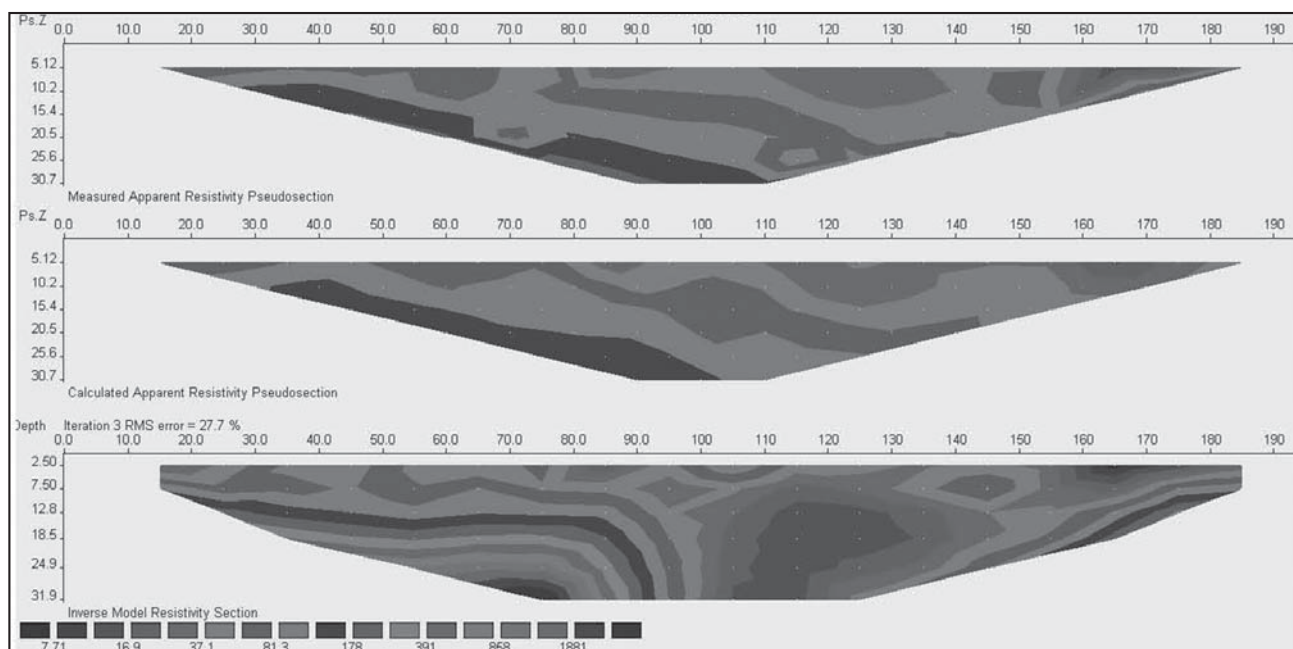


Figura 8. Tomografía Eléctrica- Imagen eléctrica obtenida con el dispositivo Wenner.

El modelo obtenido en la parte inferior de la Figura 8 en base a la realización de la tomografía eléctrica, muestra un esquema de resistividades cuya ubicación es coincidente con el tramo establecido entre el SEV 7 (progresiva 84,76 m) y un punto intermedio entre los SEV 2 y 1 (Figuras 5 y 6), aproximadamente progresiva 280 m.

Según se observa en la escala de profundidades, el ensayo tomográfico posee penetración máxima de 31,9 m y, considerando la escala cromática de resistividades, los valores que pueden asociarse a la existencia de basamento próximo a la superficie se dan en los extremos del perfil. Así, en el sector NO, ello ocurre entre el inicio del perfil tomográfico en margen izquierda (progresiva 84,76 m) hasta la progresiva 170 m (sector del SEV 10, coincidente con el antiguo cauce del arroyo hoy ocupado por el ducto subterráneo). En dicha sección la resistividad va en aumento con la profundidad hasta encontrar valores superiores a los 1000 ohmios.m a partir de los 25 m de profundidad. Ocurre algo similar en el sector SE a partir de las proximidades de la progresiva 250 hacia el estribo de margen derecha. Se interpreta que recién a partir de esta profundidad de 25 m se encontraría basamento inalterado, siendo que en ambos sectores por encima de la misma se daría la presencia de basamento alterado con una delgada capa superficial (del orden de los 5 a 7,5 m) de material sedimentario.

En cambio, en la parte central del perfil, entre las progresivas de 90 y 130 m de la Figura 8, coincidente con las progresivas 170 a 210 m del perfil topográfico del cierre 3 (SEV 10 y 9), no se observan resistividades superiores a los 100 ohmios.m hasta la máxima penetración de la sección. Más aún, entre las progresivas 105 y 115 de la Figura 8, coincidente con las progresivas 185 a 195 m del cierre topográfico 3, no superan los 15 ohmios.m, por lo que cabe afirmar que en esta parte de la sección y hasta la máxima profundidad investigada (32 m) no existen evidencias de basamento.

La comparación de los resultados de ambas técnicas geoelectricas arroja coincidencias en las cercanías del contacto entre la planicie de inundación del arroyo Blanco y las laderas rocosas de los estribos respecto a la existencia de basamento a una relativa escasa profundidad y un consecuente bajo desarrollo y espesor de los sedimentos clásticos. No así en el sector central del perfil. Allí indica divergencias no verificables en el actual estado del conocimiento, pero considerando los dos perfiles obtenidos por la aplicación de estas dos técnicas diferentes, se observa que entre ambos no se dan contradicciones importantes y constituyen, ambos, una interesante y útil referencia para programar las subsiguientes tareas de exploración, las que por otra parte proporcionarán las referencias necesarias para el posterior ajuste de lo aquí explicitado.

RELEVAMIENTO GEOLÓGICO

En base a las determinaciones del reconocimiento geológico de superficie, a las conclusiones del informe de geoelectrica y a los perfiles litológicos de las calicatas ejecutadas a lo largo del cierre 3 que se detallan a continuación y, tal como se puede observar en el esquema geológico en planta y el perfil geológico exagerado adjunto (Figura 9), existen dos componentes claramente definidos:

A. Cobertura de material no rocoso o cubierta sedimentaria

Constituidos en general por suelos orgánicos y materiales de origen antrópico, suelos finos plásticos, depósitos sedimentarios eólicos y depósitos gruesos de origen fluvial y/o remoción en masa.

B. Macizo rocoso

Constituido por rocas del Basamento Cristalino Precámbrico. Afloran en las laderas del valle encontrándose subyacentes a la cubierta sedimentaria a lo largo del cierre.

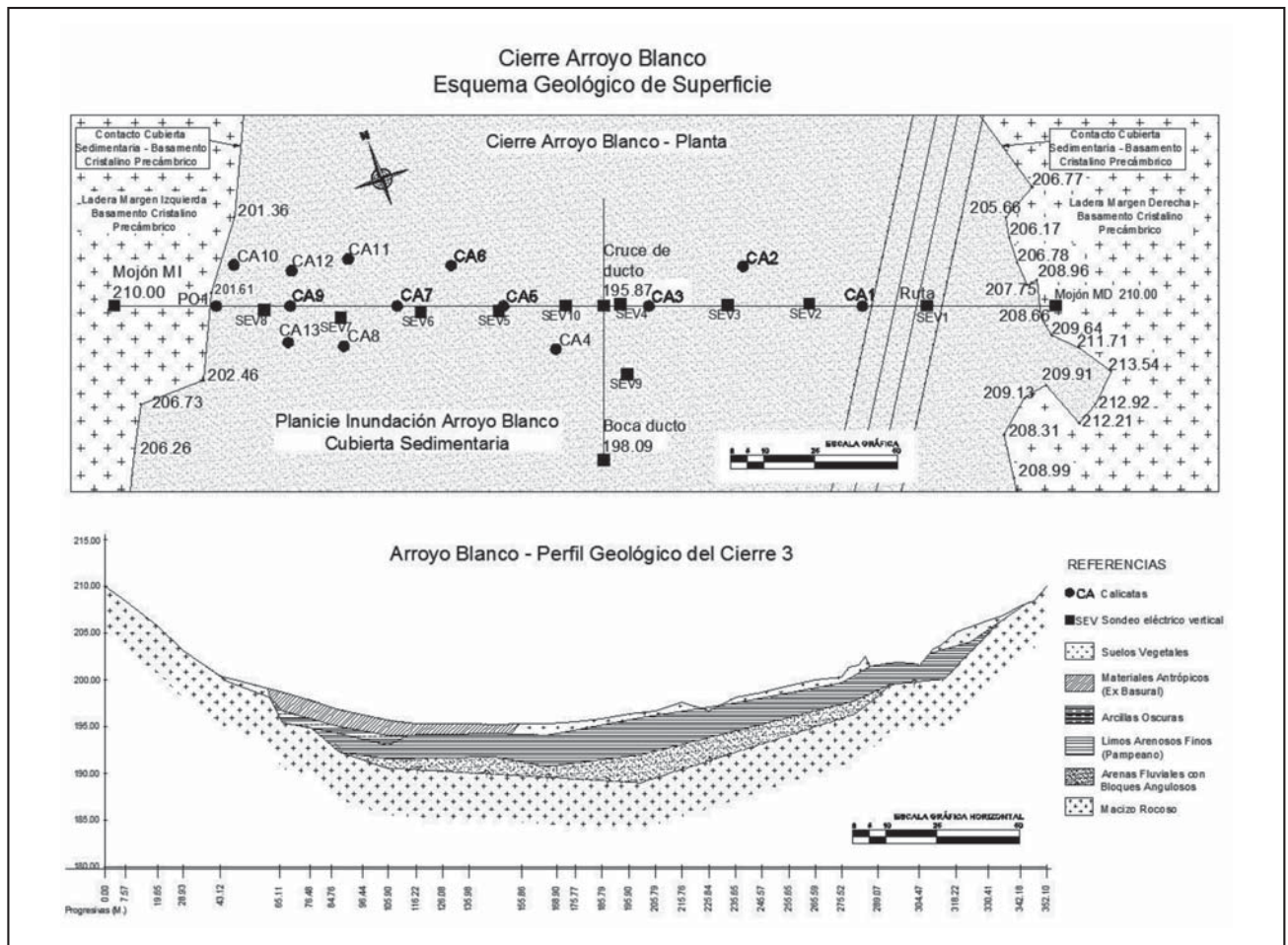


Figura 9. Presa del A° Blanco - Esquema geológico - Planta y perfil.

A. CUBIERTA SEDIMENTARIA

A.1. Realización de calicatas - Descripción de los materiales de la cubierta sedimentaria

No existiendo mayor evidencia en superficie respecto a la naturaleza de los materiales de cobertura debido a la presencia de suelos orgánicos que tapizan el sitio, se realizaron 14 calicatas a los fines de identificar y caracterizar los materiales que componen la cubierta mencionada y cuyas ubicaciones se exponen en la Figura 9 con la denominación genérica CA y se detallan posteriormente en la Tabla 3. Cabe acotar aquí que en dicha figura se identifican también las ubicaciones de los Sondeos Eléctricos Verticales con la denominación SEV que fueron detallados en la Tabla 1.

Las calicatas fueron realizadas con equipo retroexcavador a lo largo del eje del cierre 3 disponiéndose un diagrama en tres bolillo tratando de abarcar una superficie de influencia de aproximadamente 50 metros de ancho. La profundidad de la investigación en esta etapa de los estudios estuvo supeditada al alcance del brazo del equipo de excavación.

Respecto a estos materiales, los mismos son de naturaleza clástica. La columna posee una zona superficial de espesor variable entre 0,75 m. a 1,75 m. compuesto por suelos de origen natural y/o antrópicos, orgánicos. En margen izquierda, desde aprox. prog. 60 m hasta aprox. prog. 150 m, los suelos vegetales naturales se encuentran enterrados por materiales antrópicos de alto contenido de materia orgánica pertenecientes a un ex basural en el sector.

Subyacente a los suelos orgánicos, los materiales de la cubierta sedimentaria se encuentran mayormente constituidos por: materiales arcillosos de colores oscuros, sedimentos eólicos limo arenosos finos, de colores pardo rojizos y sedimentos gravo arenosos de colores pardos y rojizos con presencia de bloques angulosos a subangulosos de dimensiones variables.

Las siguientes figuras (Figura 10, Figura 11, Figura 12, Figura 13 y Figura 14) son ilustrativas de los materiales investigados.

A.2. Perfil geológico integrado de los materiales clásticos sedimentarios

La cubierta sedimentaria clástica se encuentra yuxtapuesta a las rocas del basamento en toda la planicie de inundación del arroyo. Integrados los perfiles de cada una de las calicatas descritas a lo largo del cierre 3 se obtiene un perfil cuya gráfica se inserta en el perfil geológico de la Figura 9 y cuya descripción se desarrolla a continuación:

A.2.1. Cobertura de suelos orgánicos.

Superficialmente se dispone una cobertura con alto contenido de materia orgánica que posee espesor variable entre 0,75 m. a 1,75 m. y se encuentra compuesta por los suelos de origen natural y/o antrópico. En general, abarca en superficie desde las proximidades del estribo de margen derecha donde afloran las rocas del macizo rocoso (Progresiva 348 m) hasta el contacto con la ladera izquierda (Progresiva 45 m) compuesta

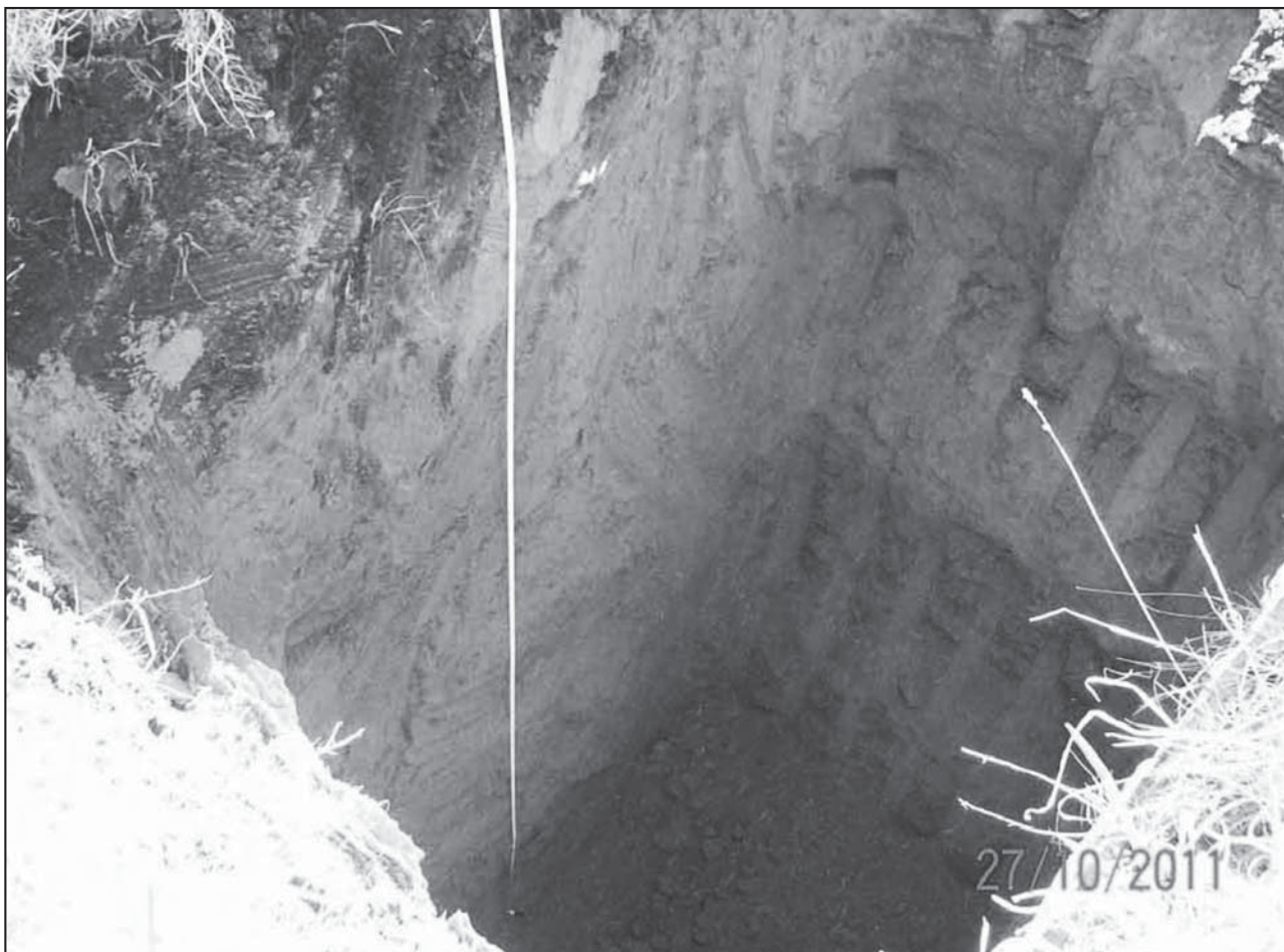


Figura 10. Calicata 2 (Progresiva 235,24 m). Suelo vegetal hasta 0,75 metros y limo arenoso fino de origen eólico que lo subyace hasta el final de la excavación a 4,20 metros de profundidad.

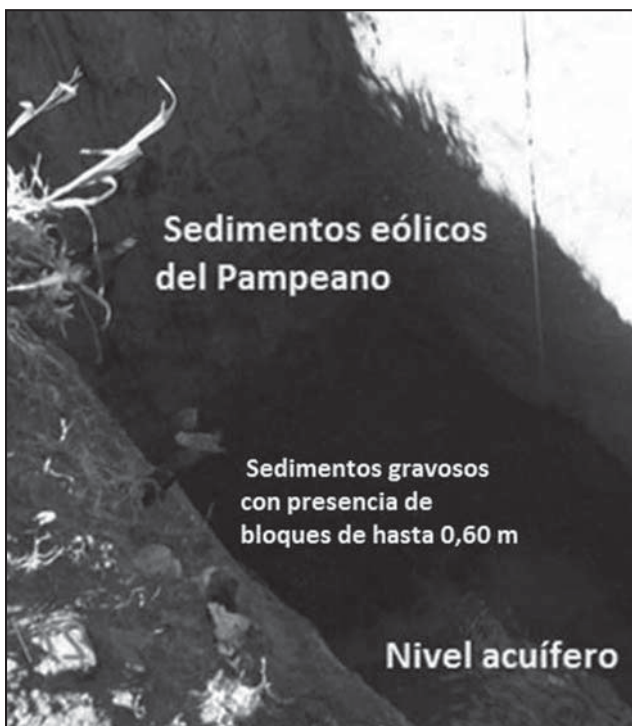


Figura 11. Calicata 4 (Progresiva 165,26 m). Sedimentos eólicos (3,30 m de espesor) suprayaciendo a sedimentos fluviales psefiticos. Se detectó la presencia de nivel acuífero.

por material rocoso del Basamento Precámbrico, poseyendo la particularidad que, en margen izquierda, desde aproximadamente progresiva 60 m hasta aproximadamente progresiva 150 m, los suelos vegetales se encuentran enterrados por materiales antrópicos de alto contenido de materia orgánica pertenecientes a un ex basural en el sector.

Subyacente a los suelos orgánicos, los materiales de la cubierta sedimentaria se encuentran mayormente constituidos por:

A.2.2. Materiales arcillosos de colores oscuros

Estos materiales fueron detectados en las calicatas entre las progresivas 60 m a aprox. 120 m. Su piso se encuentra en contacto con los sedimentos limo arenosos finos pardo rojizos (CA7 y CA11) o bien con las rocas del Basamento Cristalino (CA8, CA9, CA12 y CA 13) alcanzando su mayor espesor (2,55 m) en la progresiva 85,90 aguas abajo del eje del cierre (CA8) en contacto con el Basamento Cristalino.

Granulométricamente son finos, arcillosos, y poseen plasticidad (CH). Su origen podría atribuirse a la existencia de un ambiente fluvial de baja energía posterior a la depositación de los sedimentos eólicos del Pampeano. Coadyuva a esta interpretación el adelgazamiento o inexistencia de los materiales clásticos (¿erosión?) donde estos los subyacen. Una segunda interpretación podría deberse a la digestión de los materiales orgánicos que lo suprayacen. Sin embargo, esta posibilidad parece poco probable debido a que en las calicatas CA5 y CA6

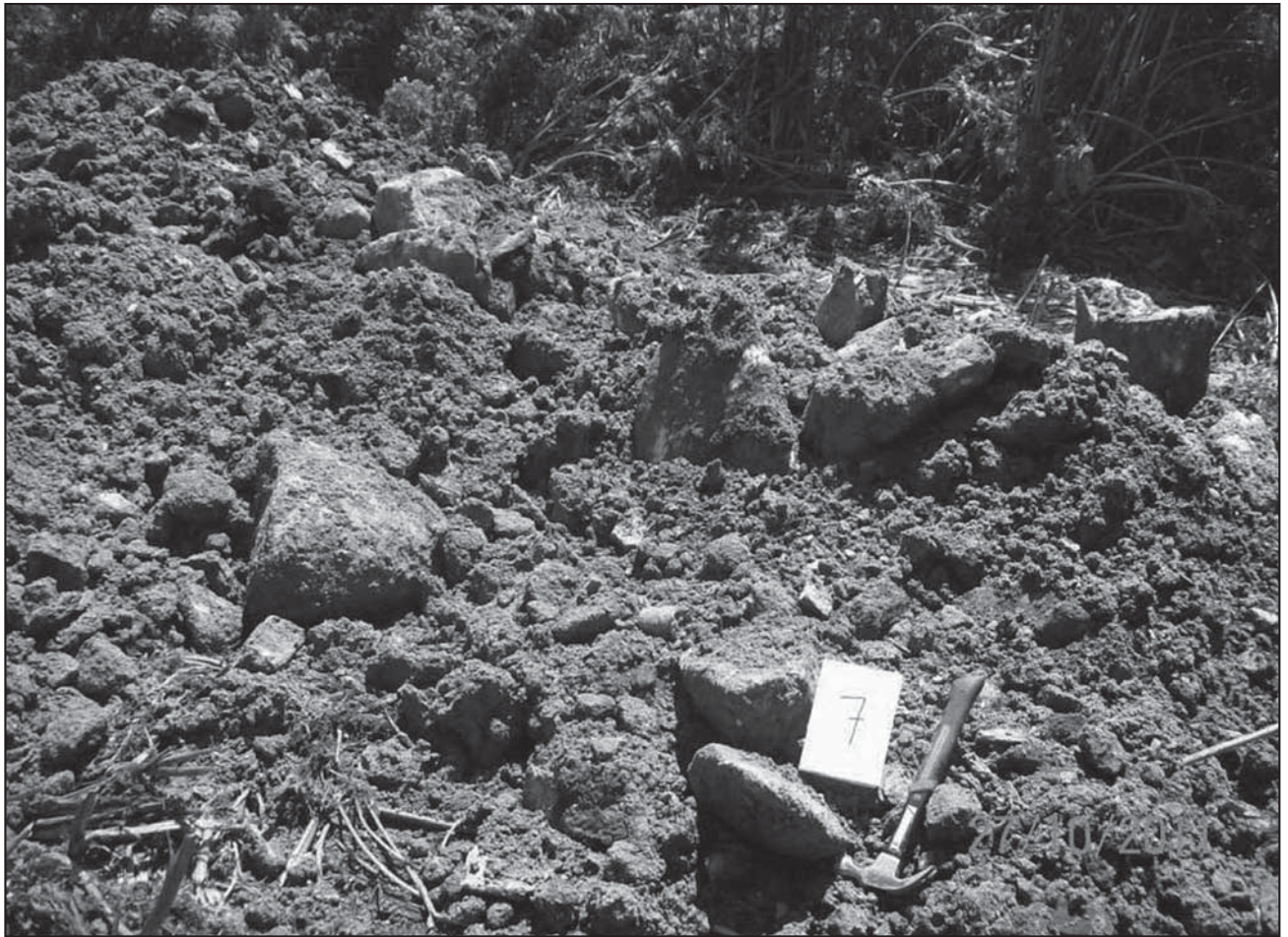


Figura 12. Calicata 7 (Progresiva 105,90 m). Subyaciendo los 4 metros de profundidad: detalle de la abundancia de bloques de composición granítica en material areno gravoso de origen fluvial.

donde se describen suelos antrópicos en superficie no se detectaron estas arcillas siendo el contacto neto entre los suelos superficiales y los sedimentos eólicos del Pampeano.

A.2.3. Sedimentos eólicos limo arenosos finos, de colores pardo rojizos

Subyacentes se han depositado sedimentos loessoides del Pampeano. Son sedimentos de textura limo arenoso fina, algo arcillosa, de color pardo amarillento a pardo rojizo, de origen eólico, atribuidos al Pampeano. Su naturaleza se debe a redepósitos de materiales de origen volcánico sedimentario cuyo transporte es de origen eólico.

Los mismos tapizan el ámbito de las Sierras Septentrionales o Tandilia y toda la llanura que las rodea alcanzando espesores de mucho mayor magnitud que los verificados en el presente perfil. Con excepción de lo detectado en la calicata CA2 (Progresiva 235,24 m) donde no se alcanzó el piso de estos depósitos, el máximo espesor se verifica en la CA3 (Progresiva 200,07 m) donde alcanza los 3,90 m, siendo que en el resto de las calicatas situadas entre prog. 127 a 282 mantiene un espesor promedio superior a los 2,50 m adelgazándose hacia la margen izquierda hasta no verificarse su presencia a partir de aproximadamente la progresiva 77 metros. La edad de estos depósitos si correspondieran a la Fm Vela serían atribuibles al Pleistoceno medio (entre 780.000 a 125.000 años de antigüedad). Si correspondieran a la Fm Barker serían más antiguos,

atribuibles en este caso al Plioceno – Pleistoceno Inferior (entre 2.500.000 a 780.000 años)

A.2.4. Sedimentos gravo arenosos de colores pardos y rojizos con presencia de bloques angulosos a subangulosos de dimensiones variables

Estos sedimentos clásticos por su posición en secuencia responden su origen a procesos erosivos anteriores a la deposición del Pampeano. La textura de los mismos es evidencia que en la historia geológica de la región han existido corrientes de mayor energía que las que actualmente se desarrollan en el área. Respecto a su granulometría, la presencia de bloques de dimensiones variables en matriz gravo arenosa gruesa a mediana, angulosos a subangulosos denotan una roca madre cercana tal como lo son las mismas rocas del Basamento Cristalino presente en las proximidades. En parte se podrían asociar a movimientos de remoción en masa de menor cuantía y muy locales seguramente concomitantes con procesos fluviales.

La Figura 15 ilustra sobre el perfil encontrado en la excavación de la embocadura del ducto del A° Blanco.

En ella se visualizan parcialmente estos sedimentos psefíticos infrayacentes a los sedimentos eólicos del Pampeano (limos arenosos de color pardo amarillento a pardo rojizos). En el caso de esta figura se interpreta que los sedimentos gruesos son productos fluviales y/o de remoción en masa con presencia mayoritaria de materiales psefíticos (bloques subangulosos



Figura 13. Calicata 8 (Progresiva 85,90 m). Presencia de 2,55 m de espesor de materiales arcillosos plásticos de color oscuro que suprayacen a las rocas del Basamento Cristalino Precámbrico.

a angulosos de composición granítica) en escasa matriz gravo psamítica. Tal condición textural coadyuva a la inferencia que la roca madre (Basamento Cristalino) se encuentra en las proximidades aportando precisamente materiales a estos depósitos conglomerádicos basales.

El espesor de estos materiales clásticos no ha sido posible determinarlo toda vez que no se ha podido llegar al piso de los mismos en el área central del perfil habiéndose los descriptos en las calicatas desde las progresivas 102 a 282 aproximadamente. De todas maneras se estima en general un espesor total de pocos metros para estos materiales conglomerádicos.

Investigaciones posteriores más avanzadas mediante sísmica de refracción y perforaciones deberán dilucidar el espesor real de estos materiales, cuestión que se torna trascendente debido a su directa implicancia en la elección del tipo de presa a proyectar. En tal sentido, las determinaciones realizadas mediante el método indirecto geoelectrico arrojan resultado sobre la existencia de un macizo rocoso en condiciones de inalterabilidad a alta profundidad relativa. La presencia de materiales clásticos discordantes del Conglomerado Basal sobre las rocas alteradas del macizo no brindan un contraste resistivo que amerite una diferenciación neta entre los depósitos sedimentarios y el basamento cristalino por lo que se infiere que el techo rocoso se encuentra a profundidades menores que lo arrojado por la geoelectrica aunque como ya se ha expresado, estudios básicos directos deberán dirimir esta cuestión.

Hasta aquí se ha desarrollado la descripción de los materiales sedimentarios relevados mediante observaciones de campo y las calicatas ejecutadas a lo largo del cierre. En áreas distales aguas abajo del presente cierre 3, se ha descripto que en la columna sedimentaria se integra algunas veces un segundo nivel de espesor reducido de Pampeano de manera infrayacente a los sedimentos psefíticos descriptos, situación de la que se deja constancia en este trabajo porque, aunque poco probable, podría ocurrir que esta circunstancia se pudiera repetir en el sitio de estudio una vez ejecutados los estudios básicos complementarios que se sugieren. Ello implicaría un mayor espesor de sedimentos de la cubierta sobre el Basamento cristalino, fundamentalmente de eventual ocurrencia en el sector donde la geoelectrica demarca un mayor espesor de niveles de baja resistividad, entre progresivas 90 a 260 aproximadamente.

A.3. Presencia de agua subterránea - Nivel acuífero

El agua subterránea detectada en las investigaciones es freática (acuífero libre), ignorándose la presencia de agua que responda a características de semiconfinamiento o confinamiento en el sitio debido a la presencia de niveles arcillosos suprayacentes a sedimentos limo arenosos en margen izquierda que, por su posición en secuencia y profundidad, podría ser portador de agua fundamentalmente en períodos húmedos dentro del ciclo hidrológico. De constatar su existencia, esta ocurrencia sería local.



Figura 14. Punto Observación 1 (PO1) en Progresiva 45,95 m. Presencia de rocas del Basamento Cristalino Precámbrico bajo 0,3 metros de suelo vegetal.

Respecto al nivel de agua detectado en las calicatas realizadas, el mismo se encuentra en las actuales condiciones hidrológicas regionales a una profundidad variable acorde a la morfología y características clásticas del perfil denotándose su presencia a alta velocidad cada vez que se excavaron los materiales texturales gruesos mientras que en las calicatas excavadas en materiales eólicos se constató una zona de humedad correspondiente precisamente a la existencia de nivel acuífero freático de muy baja velocidad de escurrimiento subterráneo, no registrándose nivel observable a partir de la progresiva 62 m hacia margen izquierda.

El acuífero se desarrolla en manto en la planicie de inundación hasta las proximidades de la progresiva 62 m siendo muy posiblemente el arroyo influente respecto a la capa.

Es posible también que subterráneamente el macizo rocoso descargue agua circulante a través de las fisuras en los materiales de la planicie de inundación fundamentalmente en períodos húmedos ignorándose la magnitud de tal ocurrencia. En tal sentido, cabe destacar que en el área del estribo de margen derecha se observa la presencia de manantiales temporarios cuya alimentación es por descarga directa gravitacional desde el macizo rocoso hacia cotas inferiores fundamentalmente en períodos húmedos de precipitaciones recurrentes. En tal sentido la zona saturada detectada en la calicata CA1 puede se deba a esta ocurrencia.

Desde el análisis de la relación hidrodinámica agua superficial - agua subterránea, es posible inferir que durante períodos húmedos a muy húmedos exista una relación de influencia temporaria desde la capa subterránea, siendo que en períodos secos es el agua superficial del arroyo quien alimenta o influye sobre la capa subterránea, proceso común en áreas de cabezeras de valles.

La presencia del agua subterránea descrita determina la necesidad de proveer bombeo del agua desde las excavaciones.

Nivel acuífero detectado en las calicatas

Finalmente, el nivel de agua detectado en las calicatas ejecutadas responde a las profundidades que se mencionan en la Tabla 3. En ella, la expresión D- corresponde al desplazamiento de la calicata 15 metros hacia aguas arriba respecto al eje y D+ a la misma acción pero hacia aguas abajo.

A.4. Características geotécnicas de los materiales clásticos sedimentarios

Respecto a las características geotécnicas de los materiales clásticos sedimentarios en el perfil relevado mediante calicatas a lo largo del cierre se describe una zona superficial de espesor variable entre 0,75 m. a 1,75 m. compuesto por suelos de origen natural y/o antrópico, orgánicos, de alto límite líquido por lo que su baja resistencia y alta deformación obligan desde un primer análisis a la necesaria remoción de los mismos.

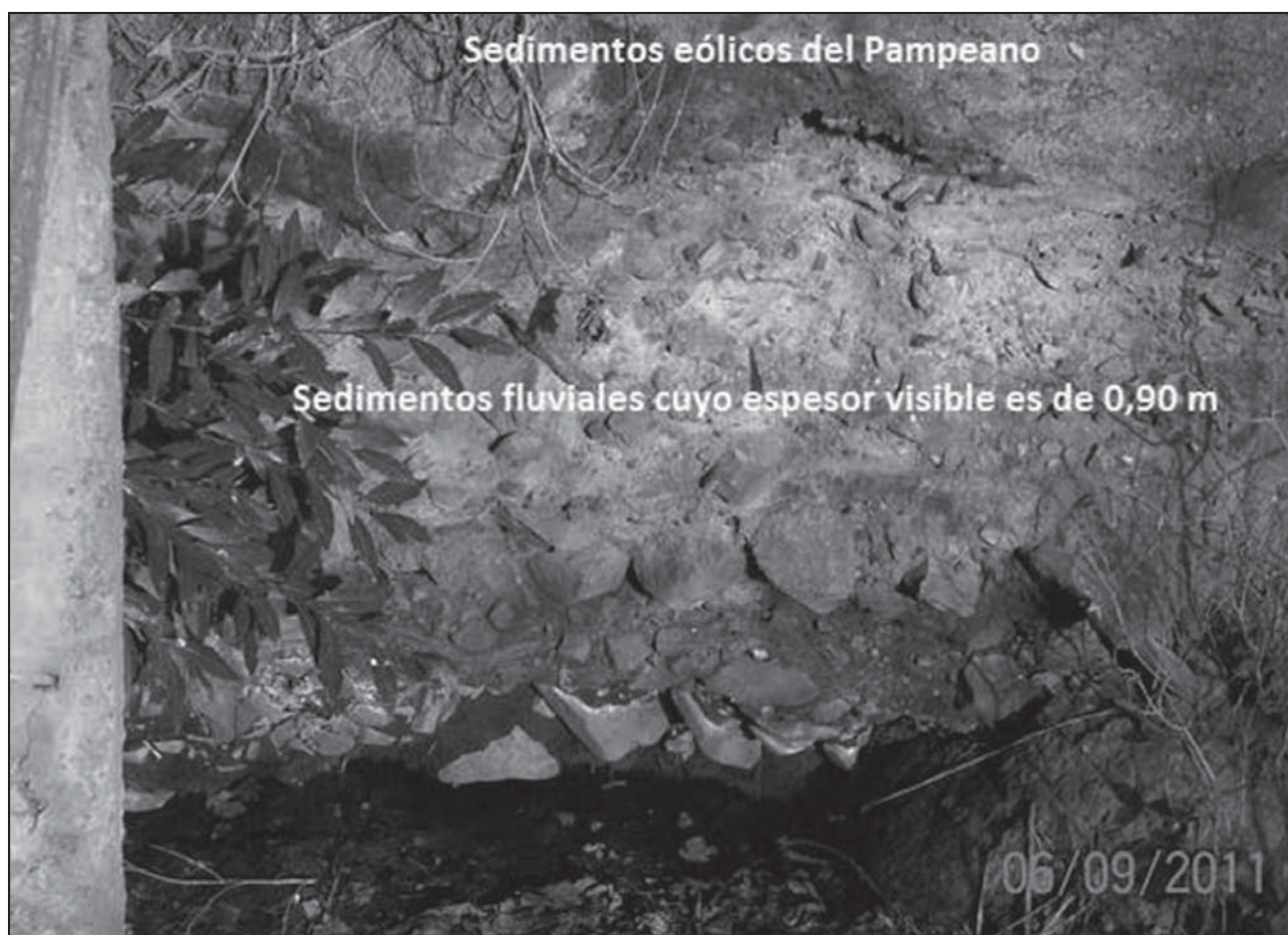


Figura 15. Embocadura del dueto del A° Blanco (aguas arriba del eje de cierre 3). Se visualizan parcialmente los sedimentos fluviales (psefitas angulosas a subangulosas en escasa matriz psamítica) infrayacentes a los sedimentos eólicos del Pampeano (limos arenosos de color pardo amarillento a pardo rojizos).

Tabla 3. A° Blanco - Eje 3 - Distribución de las calicatas y profundidad del nivel acuífero.

CALICATA	Progresiva (m)	X (m)	Y (m)	Cota IGM (m)	Profundidad nivel estático (m)	Cota nivel estático (m)
CA1	279,89	72,21	0,00	201,60	1,70	199,90
CA2	235,24 (D+)	116,86	14,85	198,20	2,40	195,80
CA3	200,07	152,03	0,00	196,49	2,30	194,19
CA4	165,26 (D-)	186,84	-16,12	195,04	3,00	192,04
CA5	145,69	206,41	0,00	195,30	3,50	191,80
CA6	126,08 (D+)	226,02	15,23	195,65	4,00	191,65
CA7	105,90	246,20	0,00	195,56	3,00	192,56
CA8	85,90 (D-)	266,20	-14,83	197,10	4,00	193,10
CA9	65,87	286,23	0,00	198,38	No se observó	-
CA10	50,65 (D+)	301,45	15,27	199,80	No se observó	-
CA11	87,51 (D+)	264,5	17,62	196,78	4,00	192,78
CA12	66,36 (D+)	285,74	13,24	198,13	No se observó	-
CA13	65,11 (D-)	286,99	-13,65	199,16	No se observó	-
PO1	45,95	306,15	0,00	199,77	No se observó	-

En margen izquierda, desde aprox. prog. 47 hasta aprox. prog. 152, los suelos vegetales naturales se encuentran enterrados por materiales antrópicos de alto contenido de materia orgánica pertenecientes a la existencia de un ex basural en el sector. Como ya fue indicado anteriormente, éstos deben ser totalmente excavados por las razones expuestas.

Igual tratamiento deberán tener los materiales arcillosos de colores oscuros (CH en la clasificación SUCS) que se disponen entre progresivas 57 m a 117 m con un espesor máximo detectado de 2,55 m en la calicata CA8 (Prog. 85,90 m). Los mismos son excavables mecánicamente con facilidad.

Los sedimentos eólicos del Pampeano, de granulometría limo arenosa fina, poseen condiciones medias de resistencia, deformación y permeabilidad siendo materiales de buena condición geomecánica e hidráulica una vez sometidos a procesos de compactación. Se disponen prácticamente en toda la longitud del cierre alcanzando su espesor detectado máximo de 3,90 m en la calicata CA3 (Prog. 200,07 m).

Finalmente los sedimentos psefiticos infrayacentes, de los cuales no se conoce su espesor total aunque se estima en pocos metros, poseen buena condición geomecánica resistente bajo confinamiento axial pudiéndose mejorar sus características respecto a la deformación sometiéndolos a tratamiento. Desde el punto de vista hidráulico poseen valores de permeabilidad media a alta y hasta muy alta dependiendo ello de la relación granulométrica de su matriz arenosa y la existencia de cola de finos.

Valores de K superiores a órdenes de magnitud a 10⁻² cm/seg. se estima muy frecuentes. En caso que la ingeniería decidiera fundar sin excavar estos materiales, sería necesario establecer una barrera impermeable cuyo tipo se deberá dirimir una vez conocidas las características intrínsecas de estos sedimentos y su espesor real.

Todas las condiciones geotécnicas descritas poseen carácter general y deberán ser investigadas en detalle y con precisión mediante estudios básicos directos en perforaciones y ensayos de campo y laboratorio debiéndose investigar además fundamentalmente el espesor y características mecánicas e hidráulicas de los sedimentos psefiticos a los fines de poder tomar decisiones respecto a los tratamientos a ejecutarse de acuerdo al tipo y características de la fundación y dimensiones de la excavación que el tipo de presa a adoptarse requiera.

Finalmente, los materiales descriptos en el presente perfil son excavables, con mayor o menor dificultad, por medios mecánicos acordes a las dimensiones de las excavaciones que se requieran.

B. MACIZO ROCOSO

B.1. Características litológicas

Las características litológicas de las rocas del Basamento Cristalino Precámbrico en el sitio se determinaron sólo megascópicamente en el campo, sugiriéndose que en una



Figura 16. A° Blanco- Margen derecha- Rocas de grano muy fino, de color gris oscuro con presencia de lajosidad, tenaces y poco alteradas a inalteradas.

futura etapa se realice un estudio petrográfico microscópico sobre muestras inalteradas de testigos de roca que se obtengan de las perforaciones.

Macroscópicamente, las rocas dominantes en el área de fundación son cristalinas, de grano fino, de color gris oscuro, lajas y tenaces. Constituyen milonitas de un protolito posiblemente granitoide que han sido deformadas en profundidad durante fases orogénicas muy antiguas (Figura 16),

Las matrices rocosas se presentan en parte inalteradas o poco alteradas existiendo también diferentes grados de meteorización y/o alteración al influjo de zonas de cizalla. Las discontinuidades son frecuentes presentándose en las rocas inalteradas a poco alteradas en planos netos, con escasa a nula abertura y sin evidencia de rellenos, al menos en superficie.

B.1.1. Meteorización - Grados de alteración

La meteorización es la desintegración física y descomposición química de las rocas en la superficie terrestre y próxima a ella como consecuencia de su exposición a los agentes atmosféricos, con la participación de agentes biológicos. También puede definirse como la alteración de las rocas en su lugar por agentes exógenos. Es un proceso estático por el cual las rocas se rompen en pequeños fragmentos, se disuelven, se descomponen, se forman nuevos minerales. Se posibilita así la remoción y el transporte de detrito, es decir, la erosión. Se manifiesta en distintos cambios físicos (descarga mecánica, carga y descarga térmica, absorción y pérdida de agua, cristalización de sales y/o hielo, etc.) y químicos (solución, oxidación, reducción, hidratación, hidrólisis, intercambio de cationes, etc.) de los minerales que constituyen las rocas. La alteración también puede ser de naturaleza endógena y responde a procesos de descomposición química y desintegración física pero se produce por acción de esfuerzos y soluciones circulantes provenientes desde el interior del macizo rocoso.

Ambas muchas veces se juxtaponen siendo laborioso determinar la preeminencia de alguna de ellas. Independientemente de ello, geotécnicamente, ambas producen un mismo efecto: reducen la consistencia de las masas pétreas lo cual genera una disminución de la condición geomecánica del macizo rocoso. La IAEG (International Association of Engineering Geology) ha estandarizado desde el punto de vista geológico ingenieril los distintos tenores de la alteración clasificándolos de acuerdo a su intensidad en 6 grados desde A1 (rocas prácticamente inalteradas) a A6 (suelos residuales) (Dearman W, Sergeev E. y Shibakova V, 1989). Dicha clasificación fue aplicada en el estudio del macizo rocoso que nos ocupa respecto al alcance de la alteración.

B.1.1.1. Alcance de la alteración en el sitio de la presa

Así, dados además los escasos afloramientos existentes y el actual estado de las investigaciones, no es posible determinar a simple vista en el cierre específico de estudio el alcance de la meteorización/alteración del macizo rocoso.

En el área regional, en superficie las rocas se encuentran meteorizadas en general producto de la exposición del Basamento a la intemperización y revelan por su potencia (entre tres y cuatro metros) la posible existencia en el pasado de regímenes climáticos de características disímiles respecto a las actuales condiciones.

En general existen diferencias en la respuesta del macizo rocoso a la alteración de acuerdo a las características de las

rocas existentes y los procesos que sobre ellas han actuado en el transcurso de la historia geológica. Las experiencias previas en estudios similares en el área así lo corroboran (Giaconi, 2009. Flores y Giaconi, 2010).

Así, siempre a nivel regional y en áreas no visiblemente cizalladas, se ha observado la existencia por lo general de un contacto neto entre las rocas alteradas superficialmente y las que con mucho menor grado se hallan en profundidad. En tal sentido, en función del grado de alteración se han descrito rocas no alteradas o poco alteradas (A₁-A₂) subyaciendo a máximo cuatro metros de espesor de rocas con mayor grado de alteración (A₃, A₃-A₄) dispuestas más superficialmente. Este perfil de meteorización es visible en las explotaciones de canteras del Cerro Albión, en las que aún se conserva la estructura de la masa rocosa. Idéntica situación se visualizó en las áreas superficiales del macizo rocoso sujeto de la fundación de la presa del Ramal H, Tandil. (Giaconi, 2009. Flores, 2010. Flores y Giaconi, 2010. Giaconi, 2011)

En cambio, en las rocas superficiales sometidas a procesos visibles de cizallamiento, acompañados por lo general de lajosidad manifiesta, el espesor afectado por la meteorización/alteración es mucho más profundo que en el anterior caso existiendo en las rocas afectadas por cizallamiento intenso un mayor grado y mayor variabilidad de la alteración que en las rocas con menor grado de afectación, alcanzando el macizo rocoso en estas zonas de cizallamiento y meteorización juxtapuesta, un alto grado de alteración grado A₄ (completamente alterada).

Es de destacar la observación de un rasgo consecuente morfológico particular respecto a la incidencia de la meteorización/alteración-erosión sobre el macizo rocoso en el sector toda vez que se han observado "bandeamientos" o "franjas" o "fajas" verticales a subverticales muy alteradas y parcialmente erosionadas, de escaso espesor, en contacto con roca adyacente con menor grado de alteración y erosión. Ello se debería al contacto alternante de fajas con un alto grado de fracturación y/o cizallamiento y otras adyacentes de menor magnitud.

Otra particularidad es que, en general, se observa homogeneidad de la intensidad de alteración dentro de cada uno de los campos de los diferentes grados de intensidad de cizallamiento visualizados siendo su contacto por lo general neto, no habiendo progresión entre unos y otros.

Esta modalidad afecta de manera importante la predicción de ocurrencia del alcance de la alteración. Así, se han observado zonas o fajas del macizo rocosos inclinadas vertical a subverticalmente respecto a la superficie con un grado de alteración intenso en contacto neto con áreas "paralelas" de macizo no alterado o poco alterado, siendo el alcance de la alteración en las fajas cizalladas más profundo que en las áreas no visiblemente cizalladas por lo que finalmente en los sectores no afectados por cizallamiento visible macroscópicamente la alteración disminuye en profundidad más rápidamente que en los sectores visiblemente afectados.

Esta circunstancia no predecible desde superficie variará seguramente su incidencia a lo largo del cierre de acuerdo a la progresiva que se analice y amerita que, para el caso de una presa de hormigón, los futuros estudios del macizo rocoso deban realizarse con apreciable densidad de datos geotécnicos a los fines de proyectar no sólo el plano de la fundación sino también el consecuente dimensionado de las excavaciones y los sucedáneos tratamientos de mitigación.



Figura 17. A° Blanco - Cierre 3 - Estribo margen derecha -Modelo de alteración 2: Detalle de la incidencia de la alteración entre discontinuidades- erosión de manera diferenciada.

B.1.2. Expresión morfológica de la alteración

Respecto a la forma de ocurrencia de la alteración en el área regional (Giacconi, 2009 - 2011) y en los escasos afloramientos del sitio del eje 3, en líneas muy generales, se detectaron cuatro "modelos" geológicos de macizos rocosos diferentes:

Modelo 1: La zona alterada es paralela a la superficie del terreno y a la roca no alterada. Representado por una capa alterada, de espesor variable pero difícilmente superior a los cuatro metros de espesor, que suprayace a la roca no alterada y que es sinuosa pero paralela/subparalela al terreno natural o superficie topográfica.

Modelo 2: La zona alterada se presenta en "fajas" menores del metro de espesor y se intercala entre rocas sanas delimitadas por discontinuidades. La alteración se produjo a expensas de las zonas de cizalla de inclinación vertical a subvertical, que han dejado importante material intersticial de zona fracturada, brecha, microbrecha, etc. siendo en superficie finalmente erosionadas. En la zona de la fundación de la presa ha sido reconocido este modelo en afloramientos, ilustrándose sobre esta última situación en la Figura 17 en margen derecha y posteriormente en la Figura 20 en margen izquierda.

Modelo 3: Variante de la anterior pero de mayores dimensiones. Corresponde a la alteración en zonas de cizallamiento de mayor envergadura (varios metros) y/o de intenso fracturamiento superficial. Roca alterada de manera intensa alcanzando incluso el grado A4 (completamente alterada) en los

niveles superficiales del macizo o presentando también en ocasiones intensa lajosidad. En margen izquierda se presenta en las áreas topográficas cóncavas que han sido sometidas a explotación como canteras de lajas no afectando "a prima facie" a la fundación del estribo de margen izquierda debido a su ubicación aguas abajo del eje de cierre. También ha sido reconocido en superficie sobre el eje presa afectando en parte a la fundación del estribo de margen derecha (Figura 18).

Modelo 4: Roca lajosa con bajo grado de alteración o no alterada (fresca). Observable en las laderas del valle del arroyo Blanco (Figura 16). En términos generales estas rocas objeto de fundación son rocas frescas o débilmente alteradas, A₁ o A₁-A₂, con cristales brillantes, observándose en general una leve decoloración del macizo en las paredes de los planos de discontinuidad. Localmente se presentan núcleos de roca, observables en afloramientos, en que la roca pasa a ser moderadamente alterada (A₂), donde la misma ha perdido su brillo por decoloración de los minerales, sin disminuir de manera manifiesta su condición geomecánica.

B.2. Estructura

Consecuencia de la reactivación terciaria producida por la Orogenia Andina de los antiguos planos estructurales correspondientes a las fases deformacionales producidas desde el Ciclo Transamazónico, en general la situación estructural regional se resume según tres orientaciones claramente definidas



Figura 18. A° Blanco- Cierre 3- Zona de cizalla en margen derecha. Modelo de alteración 3: de mayor grado de alteración respecto a las rocas adyacentes aflorantes.

constituyendo los dominios estructurales A, de orientación E-O; B, de orientación NE-SO y C, de orientación NO-SE.

La cataclatización de las rocas componentes y la milonitización y ultramilonitización de las mismas en fajas se deberían a la existencia de los esfuerzos dinámicos durante las fases de deformacionales muy antiguas F_1 , F_2 y F_3 que dieron origen posteriormente a los citados actuales Dominios Estructurales A, B y C.

El cauce del arroyo Blanco en el área del eje de la presa y la presencia del techo de roca a cotas más bajas en ese sector estaría determinado precisamente por la existencia de estas estructuras a lo que coadyuva el grado de cizallamiento y la disímil respuesta de los cuerpos rocosos a la erosión.

Así existiría control estructural del arroyo. El rumbo general del mismo en el área específica es $N30^{\circ}E$. El curso general respondería a la existencia erosiva de una franja de rocas milonitizadas y alteradas al influjo de la dominación de esfuerzos F_2 (Dominio Estructural B: NE-SO) en el sector, siendo que, en general, en el sitio de la presa domina una estructura de macizo que responde fundamentalmente a la preeminencia de una amplia zona regional de fajas ultramilonitizadas de rumbo general E-O.

Las mediciones realizadas en las rocas de buena calidad geomecánica dan un elevado porcentaje de fracturas de rumbo general Este – Oeste, azimut general $N270^{\circ}$ (rumbo $N90^{\circ}O$), pudiendo variar entre este último y $N75^{\circ}O$, de inclinaciones subverticales y oblicuas (65°) al Norte, siendo las dominantes

en el sector. Acompañan a esta expresión de la estructura del Basamento fracturas cuyos azimuts son aproximados a $N0^{\circ}$, $N330^{\circ}$ (rumbo $N30^{\circ}O$) y $N30^{\circ}-40^{\circ}$ (rumbos $N30^{\circ}E - N40^{\circ}E$) y cuyas inclinaciones son mayormente verticales a subverticales u oblicuas (35° , 45° y 65°), al OSO y ESE. Las Figuras 19 y 20 ilustran sobre estos aspectos.

De observaciones realizadas en otros sectores del área regional, a todo este complejo estructural debe agregarse la posible aunque no totalmente detectada (escasos afloramientos) existencia superficial y subsuperficial de un cuarto juego de diaclasas subhorizontales que "cortaría" a los tres sistemas anteriores y cuya inclinación podría variar entre los 3 y los 8 grados, llegando excepcionalmente hasta los 15 grados, alabeando hacia el SE o NO según los rumbos sean NE-SO, por lo general $N40^{\circ}E$ a $N50^{\circ}E$, o hacia el SO o NE según los rumbos sean NO-SE, por lo general $N30^{\circ}O$ a $N60^{\circ}O$. En el área regional, este diaclasamiento subhorizontal es importante e intenso en los niveles superficiales disminuyendo su frecuencia en profundidad siendo su origen discutido ya que algunos autores lo atribuyen a descarga denudacional mientras que otros lo atribuyen a la existencia de esfuerzos compresivos (Vidal Romani y Twidale, 1999).

El cuadro de situación estructural descripto poseería cuatro familias de discontinuidades y sería el responsable, en los niveles rocosos superficiales y subsuperficiales, de la existencia de valores de R.Q.D. bajos a muy bajos, llegando incluso a 0 % en muchos casos, aumentando su valor en profundidad una



Figura 19. A° Blanco- Margen derecha- Área del estribo. Visualización del complejo cuadro de fisuración del macizo rocoso observándose buena calidad geomecánica de la matriz rocosa entre diaclasas.



Figura 20. A° Blanco- Margen izquierda- Área del estribo. Visualización de uno de los escasos afloramientos del macizo rocoso observándose el modelo de alteración 2 entre fisuras. Las discontinuidades presentes poseen rumbos e inclinaciones que varían entre N7 5°0/vertical a N90°0165°N.

vez atravesado el espesor de rocas meteorizadas. Así, en profundidad, en las rocas con menor grado de alteración (A_1 y A_1-A_2), es de esperar valores mayores al 75 %, llegando a valores de R.Q.D. 100 %.

Se presentan diaclasas cerradas u otras rellenas, o bien otras abiertas y erosionadas en los primeros metros (modelo de alteración 2) con presencia de espejos de fricción en algunos casos, pasando en general a diaclasas cerradas y rugosas, por lo general de 45° a mayor inclinación, a medida que aumenta la profundidad en el macizo rocoso y disminuye el grado de alteración.

Este estado de situación general que podría producirse a medida que aumenta la profundidad en el macizo, sin embargo, podría poseer sus excepciones. En concordancia con zonas de mayor alteración debida a esfuerzos dinámicos y soluciones endógenas circulantes, se han observado en rocas similares en el área regional fracturas con ligera a moderada alteración del plano de fisura, favoreciendo la pérdida de agua o bien rellenas por material blando ("jaboncillo", arcilla).

La proyección de estos contactos determinan la presencia fajas subverticales a verticales, aparentemente paralelas, entre las cuales ha quedado un área cizallada y alterada de rocas cristalinas. Se conjuga aquí la presencia de un elemento estructural de importancia a los fines de la definición de la fundación de la presa: fajas de cizalla (modelo de alteración 3).

En definitiva, podría existir sobre la traza del eje, desde el arroyo hasta cotas superiores en las laderas, áreas de rocas cizalladas y alteradas, de espesores variables pero no detectables desde superficie, en fajas cuyos rumbos generales adoptarían una disposición ligeramente oblicua ($N75^\circ O$ a $N90^\circ O$) respecto al rumbo del eje ($N110^\circ E = N70^\circ O$).

B. 3. Características geotécnicas generales del macizo rocoso

Si bien no se ha definido el tipo de presa respecto a sus materiales constituyentes (tierra u hormigón) debido a la longitud del cierre, altura posible de la presa y las características geológicas y geomorfológicas del cierre, es posible avanzar en la definición respecto a que la misma será de gravedad. En tal caso, la orientación de las estructuras geológicas dominantes constituye un factor favorable respecto a la estabilidad general.

Esta disposición casi coincidente entre el rumbo de las estructuras geológicas dominantes y el rumbo del cierre 3 y el grado de inclinación de las discontinuidades, "a prima facie" amerita un grado confiable de seguridad respecto a la estabilidad, pero es aconsejable un estudio minucioso del grado de fracturamiento y sus componentes de rumbo e inclinación de las discontinuidades por lo que se recomienda el estudio y análisis detallado de las mismas mediante proyección estereográfica utilizando la red de Schmidt. Cabe consignar que los escasos y muy parciales afloramientos existentes de rocas han impedido en la actualidad el estudio sugerido siendo muy posible que, debido a esta misma razón, dicho estudio deba ajustarse en obra del proyecto durante la futura excavación de las rocas de fundación.

Geotécnicamente, las matrices rocosas cuando se presentan inalteradas poseen un bajo tenor de deformación y una consecuente alta resistencia. Sin embargo el grado de alteración al influjo de la existencia de zonas de cizalla, frecuente lajosidad y la presencia de las discontinuidades (fracturamiento) son quienes determinan finalmente en el macizo rocoso la existencia de los tenores reales de la deformación y su tipo (elástica –

plástica), cuestión no posible de determinar en el actual estado de los estudios.

Respecto a la permeabilidad del macizo rocoso y a los fines de categorizar hidráulicamente al mismo, se deberán ejecutar ensayos de agua a presión (Lugeon) siendo que, además, pudiera ser factible la formación de canales preferenciales a través de los planos de lajosidad observados. Ello obligará a un detallado y meticoloso análisis de la pérdida de agua bajo carga hidráulica en todo el ámbito rocoso de apoyo. La existencia de elevado fracturamiento y las inclinaciones observadas y medidas en los afloramientos ameritan esta recomendación lo cual incluye que algunas perforaciones de estudio deban ser inclinadas para tratar de atravesar la fisuración principal lo mas normalmente posible a dichos planos.

En síntesis, las características descriptas de las rocas del basamento rocoso en el sector obligará muy posiblemente a un tratamiento diferenciado de la fundación con excavaciones de profundidades y tratamientos para su excavación disímiles, cuestiones éstas a dilucidarse en futuros estudios y trabajos de mayor detalle en el sitio.

CONSIDERACIONES FINALES

- a) Una interpretación muy preliminar de los datos obtenidos mediante ensayos geoelectricos podría indicar la presencia de un marcado control estructural a través de la presencia de un zócalo rocoso discontinuo y diferencialmente más profundo, conformando el valle, dispuesto entre los bloques elevados de las laderas. Sin embargo, los estudios básicos mediante calicatas realizadas durante el relevamiento geológico y geotécnico en el área del cierre 3 indicaría la presencia de una secuencia sedimentaria de escaso desarrollo en profundidad en el ámbito de la planicie de inundación con presencia del macizo rocoso a menores profundidades que la indicada por la geoelectrica. Coadyuva a esta incertidumbre la existencia de un conglomerado basal de respuesta resistiva similar a la de las rocas alteradas del basamento rocoso. Esta cuestión deberá validarse en etapas posteriores mediante: 1) dada la continuidad de las ondas sísmicas, la ejecución de perfiles geofísicos de refracción dispuestos ortogonalmente y 2) perforaciones geotécnicas con testificación continua a los fines de "atar" dichos perfiles y determinar las características geotécnicas específicas de los materiales subyacentes a los fines de su aplicación por parte de la ingeniería geotécnica.
- b) En la determinación de las propiedades de resistencia, deformación y permeabilidad del macizo rocoso mediante ensayos in situ o de laboratorio sobre muestras obtenidas del macizo, existen una serie de inconvenientes relacionados con la representatividad y extrapolación de los resultados obtenidos, entre los que se destacan los referidos a la escala de ensayo. Sólo son válidos y extrapolables si los volúmenes de las muestras ensayadas es igual o mayor al denominado VER: "Volumen Elemental Representativo" (González de Vallejo, 2004). Por tal razón, la metodología que se sugiere aplicar para la determinación de las características geotécnicas del macizo rocoso es la del método de las clasificaciones geomecánicas (RMR y Q), que si bien es menos preciso que los métodos analíticos resulta mas representativo del conjunto (Giaconi et al, 2009).

- c) Respecto a la sismicidad natural del área, en los proyectos de presas se debe considerar la acción sísmica que pueda afectar a la estructura en caso de terremoto de magnitud significativa. El período de retorno de los sismos de cálculo para presas depende de la sismicidad atribuida al área. Según la calificación de Riesgo Sísmico elaborada por el INPRES, la región es considerada de muy bajo riesgo sísmico. En tal sentido, según la clasificación de presas de acuerdo al Reglamento de Seguridad de Presas del Ministerio de Medio Ambiente de España, por citar un ejemplo, en las zonas de baja sismicidad no es necesaria la consideración explícita de la acción sísmica en el proyecto de presas.
- d) Respecto a la sismicidad inducida, este tipo de sismicidad se debe a fenómenos de fracturación hidráulica a favor de fallas sometidas a elevadas presiones intersticiales. Este concepto se aplica en presas o embalses de grandes dimensiones y sobre todo en zonas sísmicamente activas y debe ser tenido en cuenta y en consideración cuando el embalse alcanza los 100 metros de altura o bien cuando la capacidad de embalse es superior a 100 millones de metros cúbicos. No es este el caso.
- e) Respecto al tipo de presa y su relación al Ambiente, una presa de materiales sueltos es factible de proyectar dadas las características geotécnicas y espesores de los materiales clásticos descriptos llegándose incluso a una de carácter mixto (tierra – hormigón). Sin embargo, el grado de antropización del área y el carácter turístico del entorno y su resultante socioeconómica amerita algunas consideraciones al respecto. La necesidad de obtener materiales a los fines constructivos generaría el descubrimiento de canteras en áreas relativamente cercanas al sitio. Las cuestiones ambientales intrínsecas

inherentes (por citar un ejemplo, la alta vulnerabilidad acuífera dado el escaso espesor de la zona no saturada y el consecuente eventual ingreso de contaminantes al acuífero libre por vía directa desde las excavaciones (Giaconi, 2008)) y el impacto visual de las mismas sobre el paisaje inhiben ambientalmente cualquier intento de excavación de materiales de cantera en el ámbito. Por tal razón, es factible que se deba proyectar una presa de gravedad en hormigón que bien podría ser rolado dada la extensión del cierre en el eje 3 preliminarmente estudiado. Esta propuesta obligaría a la fundación de la misma en el macizo rocoso con lo cual se deberán utilizar voladuras para la excavación y disponer importantes volúmenes de los materiales resultantes (suelos y bloques de rocas) en un área profusamente antropizada, lo cual generaría un alto impacto ambiental, sin haberse considerado aún el impacto proveniente de la presa misma en el sitio.

Dadas las cuestiones mencionadas, se considera ambientalmente muy importante la evaluación de otro tipo de proyectos alternativos respecto a la regulación de las crecidas recurrentes en el sector. La extensión de la cuenca y sus aspectos específicos inherentes ameritan la consideración de evaluar la posibilidad de establecer más de un cierre hidráulico en la misma considerándose incluso otros tipos de presa como, por ejemplo, la realización de pequeñas presas semipermeables de gaviones dispuestas en cascada a lo largo de los cursos de las subcuencas existentes aguas arriba del cierre estudiado. Tal esquema ya fue analizado y propuesto a través de publicaciones en reuniones científicas (Giaconi et al, 2005, 2008), lo cual ameritaría la implementación de un diseño hidráulico integral alternativo acorde a las características hidrológicas y físicas del área debiéndose considerar además el sustancial menor costo económico de lo aquí propuesto (Giaconi y Sainz Trápaga, 1995, 2005).

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

- CALVETTY, B. 2011.
Presa del Arroyo Blanco
Informe de Geofísica mediante Geoelectrica (SEV). (Inédito).
- DEARMAN, W.R; SERGEEV, E. Y SHIBAKOVA, V. 1989.
Engineering Geology of the Earth,
Moscú.
- FLORES, R. M. 2009.
Presa del Ramal H
Informe de Ingeniería Geotécnica. (Inédito).
- FLORES, R. M. Y L. M. GIACONI. 2010.
Aspectos geotécnicos de la fundación de la Presa del Ramal H.
Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (CAMSIG). Mendoza (Argentina).
- GIACONI, LUIS M., 2008.
“Aspectos geoambientales de Tandil. Vulnerabilidad del acuífero freático y sus implicancias ambientales”.
XVII Congreso Geológico Argentino. Jujuy. Págs. 1135 – 1136.
- GIACONI, L. M. 2009.
Presa del Ramal H
Informe de Geología y Geotécnica. (Inédito).
- GIACONI, L. M. 2011.
Presa del Ramal H
Informe Complementario de Geología y Geotécnica. (Inédito).

- GIACONI, L. M. 2011.
Presa del Arroyo Blanco, Tandil
Informe preliminar de Geología y Geotécnica. (Inédito).
- GIACONI, LUIS M., GIORDANO, RICARDO E., CUMBA, ANDREA. 2008.
"Alternativa ambiental para la regulación de torrentes mediante presas de gaviones en la ciudad de Tandil".
XVII Geológico Argentino. Jujuy. Págs. 1137 - 1138.
- GIACONI, L. M., GIORDANO R. E. Y CUMBA A. 2009.
Métodos de excavabilidad para la fundación de la presa del Ramal H (Tandil).
IV Congreso Argentino de Cuaternario y Geomorfología - II Reunión del Cuaternario de América del Sur. La Plata. Págs. 526 - 535.
- GIACONI, LUIS M., GUICHON, MARTÍN E., GIORDANO, RICARDO E., CUMBA, ANDREA. 2009.
"Criterios conceptuales del análisis geotécnico de macizos rocosos utilizados para la construcción de una presa de gravedad en hormigón en la cuenca del Ramal H (Tandil)".
IV Congreso Argentino de Cuaternario y Geomorfología - II Reunión del Cuaternario de América del Sur. Págs. 536 - 544.
- GIACONI L. M., SAINZ TRAPAGA, J. 1995.
"Regulación de pequeñas cuencas intraserranas sin embalse permanente en las Sierras de Tandil.
Conveniencia de presas semipermeables de gaviones. Adaptación al ambiente".
Cuartas Jornadas Geológicas y Geofísicas Bonaerenses. Tomo II, págs. 37 a 45. Junín. Provincia de Buenos Aires.
- GIACONI L. M., SAINZ TRAPAGA, J. 2005.
"Presas sin embalse permanente. Regulación y adaptación al ambiente".
Revista del Consejo Profesional de Ciencias Naturales de la Provincia de Buenos Aires. Año 1 - N° 2, págs. 25 a 30.
- GONZALEZ DE VALLEJO, L. I.; FERRER M.; ORTUÑO, L. Y OTEO C. 2004.
Ingeniería Geológica.
Pearson Educación S. A.. 715 pp. Madrid
- LOKE, M.H., 2000.
Electrical imaging surveys for environmental and engineering studies
(A practical guide to 2-D and 3-D surveys). info@terraplus.com
- ORELLANA, E. 1982.
Prospección geoelectrica en corriente continua.
Editorial Parainfo. Madrid.
- VIDAL ROMANÍ, J. R., TWIDALE, C. R. 1999.
Sheet fractures, other stress forms and some engineering implications.
Geomorphology 31 (1999) 13 - 27. Editorial Elsevier.



Características geotécnicas en el área de la base científica "Carlini", península Potter, isla 25 de Mayo, Antártida

Geotechnical characteristics in the "Carlini" scientific base area, Potter peninsula, 25 de Mayo island, Antarctica

Silva Busso, Adrián² - Yermolin, Yevgueniy¹ ✉

Recibido: 08 de julio de 2013 • Aceptado: 10 de enero de 2014

Resumen

El área de estudio corresponde a la cuenca del Arroyo Matías, en la Península Potter, Antártida. En la misma se haya la Base Carlini (Ex Jubany) cuya creciente actividad científica nacional e internacional ha requerido de la construcción de infraestructura agrandando la misma en un 300% en los últimos 30 años. Este estudio se ha realizado con el propósito de contribuir al conocimiento de las características geotécnicas y geocriogénicas en la zona donde se halla la misma. El área de la base es un complejo conjunto de edificios, caminos, un pequeño dique, helipuertos y otras construcciones ubicados en una zona de permafrost con diferentes características que además incluye lagos y arroyos. Con este fin, se presentan los resultados de algunas propiedades mecánicas de los suelos y de sus características geocriológicas buscando a través de la elaboración de una mapa geotécnico de tipo sintético del sector señalar zonas de mayor o menor aptitud para la construcción. Se han medido contenidos de hielo variables entre 14 - 20%, espesores de capa activa menores a 1,4 m una profundidad normativa de descongelamiento máxima de 1,7m, aguas suprapermafrost con 10,4 mg/l de sulfatos y se determinó que son suelos de tipo F2 en la clasificación geotécnica para zonas de permafrost (Hennion and Lobaz, 1973). Se ha determinado que los procesos geocriológicos e hidrogeológicos en cuanto a su tipo y ocurrencia determina una zonificación de áreas aptas para la construcción que son inferiores en superficie si estos factores no fuesen considerados. Finalmente estos aspectos se representaron en producto cartográfico final.

Palabras clave: Antártida, Carlini, mapas.

Abstract

The study area is the Matías Basin in Potter Peninsula, Antarctica, on that is located Carlini Base (Former Jubany). This zone have has had an increasing national and international research activities requiring the infrastructure building widening this by 300% in the last 30 years. This study proposes a contribution to the knowledge of the geotechnical and geocriogenic characteristics in the Carlini Station zone include in. The Carlini Station area is a

1. Instituto Antártico Argentino, Depto. de Ciencias de la Tierra, Cerrito 1248, Ciudad de Buenos Aires (1010).

✉ lvgen52@yahoo.com

2. Instituto Nacional del Agua, DSH-INA, Autopista Ezeiza - Cañuelas, Empalme J. Newbery Km. 1620, Ezeiza, Buenos Aires (1824).

building complex set and includes roads, a small dam, heliports and other constructions on the permafrost zone with different characteristics that additionally include lakes and creeks. For this purpose, we show the results of some mechanical properties of the soils and the geocriological characteristics shown in a synthetic type geotechnical map in this sector specifics zones of the more or less aptitude soil for building. We measured ice contained between 14 - 20% , thickness of active layer of 1,4m, a maxima thawing summer normative depth of 1,7m, groundwater suprapermafrost with 10,4 mg/l of sulfates and we determine soil F2 type in the soil classifications in permafrost areas (Hennion and Lobaz, 1973). We have found and indentify different type and occurrence of geocriologic and hydrogeologic process. These aspects determine different areas suitable for building in a smaller area into the Matías basin. Finally, these features are represented in the final map product.

Keywords: Antarctica, Carlini, maps.

INTRODUCCIÓN

El área de estudio corresponde el Área de la Base Carlini (Ex Jubany) sobre la Cuenca del Arroyo Matías en la zona norte de la Península Potter, (más específicamente sobre la caleta del mismo nombre), ubicada en las Islas Shetland del Sur, Isla King George en la latitud 62°14'36'' S y en la longitud 58°39'40'' W (Figura 1).

En la región occidental de la Península Antártica la distribución del calor se relaciona fundamentalmente con las variaciones de hielo marino y nubosidad, además de los fenómenos de circulación atmosférica de la región (King, 1994). Las temperaturas medias de verano suelen ser mayores que la región oriental entre 0°C y 2°C, mientras que las medias de invierno entre -6°C y -10°C, el significativo calentamiento atmosférico durante últimos cuarenta años permite calcular una tasa de 0.041 °C/año. El objetivo del presente estudio puede resumirse según:

- Contribuir al conocimiento de las características geotécnicas y geocriológicas en la zona donde se halla la Base Carlini/Cuenca del Arroyo Matías.
- Contribuir al conocimiento de las propiedades geotécnicas en zona de permafrost del área ocupada por edificios, caminos, dique; lagos y arroyos de la base.
- Establecer recomendaciones y lineamientos para el aprovechamiento racional y la preservación de las condiciones naturales de la zona del permafrost en sector de la base.
- Determinación de los métodos y técnicas más eficientes para la construcción que deben aplicarse en el área de la base.
- Elaborar una guía de lineamientos, métodos y técnicas recomendados para los trabajos de construcción nuevos y mantenimiento construcciones viejas en la zona.
- Realizar un mapa geotécnico en la zona de permafrost escala 1:5000 del sector del arroyo Matías donde se halla la Base Carlini.

METODOLOGÍA

La metodología más frecuentemente empleada de las investigaciones geotécnicas en las zonas de permafrost es de tipo exploratorio y descriptivo basada en las reglas y normas de las prospecciones y los tipos de diseño de construcción para dichas zonas (GOSSTROY, 1977 y 1978). Se inicia con las tareas de campo que incluyen el muestreo de puntos de interés específico, seguido del análisis de laboratorio para definir los

parámetros particulares de los suelos congelados y descongelados utilizados para desarrollar el diseño de la base de construcción.

Las investigaciones de campo consistieron en la realización del mapeo temático previo a la elección de los diferentes sectores nuevos para la construcción según las condiciones imperantes. Se tomaron muestras del material clástico para determinación de sus características geotécnicas en laboratorio. A partir de las muestras se realiza la determinación de parámetros geocriogénicos y geotécnicos principales tales como, la granulometría del material clástico, el contenido total de agua en el suelo (Wt), el contenido total de hielo (Hs), estructura y criotextura de la capa activa y techo del permafrost, profundidad media de penetración de congelamiento y descongelamiento estacional.

Para ello se realizaron calicatas y perforaciones con objetivo analizar los parámetros criogénicos y geotécnicos de la capa activa y el techo del permafrost en este sector. Se utilizaron las investigaciones antecedentes vinculadas con el estudio del permafrost (Ermolin y Silva Busso, 2008) y aguas superficiales y subterráneas en este sector (Silva Busso, et al., 2004). Las tareas de laboratorio consistieron en ensayos para clasificación de suelos según Sistema HRB - Sistema Unificado con análisis para determinar la granulometría, humedad total, humedad óptima. Se han analizado también las propiedades plásticas y la resistencia mecánica de las muestras de los suelos congelados y descongelados en el sector del trabajo. El valor de la resistencia al corte de un suelo se puede determinar por medio de un ensayo de "corte directo" de una prueba triaxial, o simplemente midiendo la resistencia a la penetración del material. La determinación de la resistencia mecánica de los suelos congelados se realizó en el laboratorio frío LEGAN - DNA en Mendoza mediante un "penetrómetro a bolilla" comúnmente utilizando en investigaciones geotécnicas en la zona del permafrost. (Kudriavtsev, 1961). Se trata de un método tanto expeditivo como de laboratorio para obtener la resistencia mecánica en suelos, que consiste en una bolilla de acero de 20 mm de diámetro que se apoya en el suelo y se la somete a 10 Kg de carga por un tiempo determinado, o bien, se la deja caer desde una altura de 1,0 m.

Este ensayo establece una relación entre la profundidad de la marca producida en el suelo congelado y el valor de la resistencia mecánica. En el presente trabajo se utilizaron la sistematización de suelos HRB y la clasificación de los suelos utilizada para las zonas del permafrost o las zonas de congelamiento estacional profundo que figura en la Tabla 1 (G: Grava; S: Arena; C: Arcilla; P: Selección pobre; W: Selección buena; H: Alta; M: Media, L: Baja).

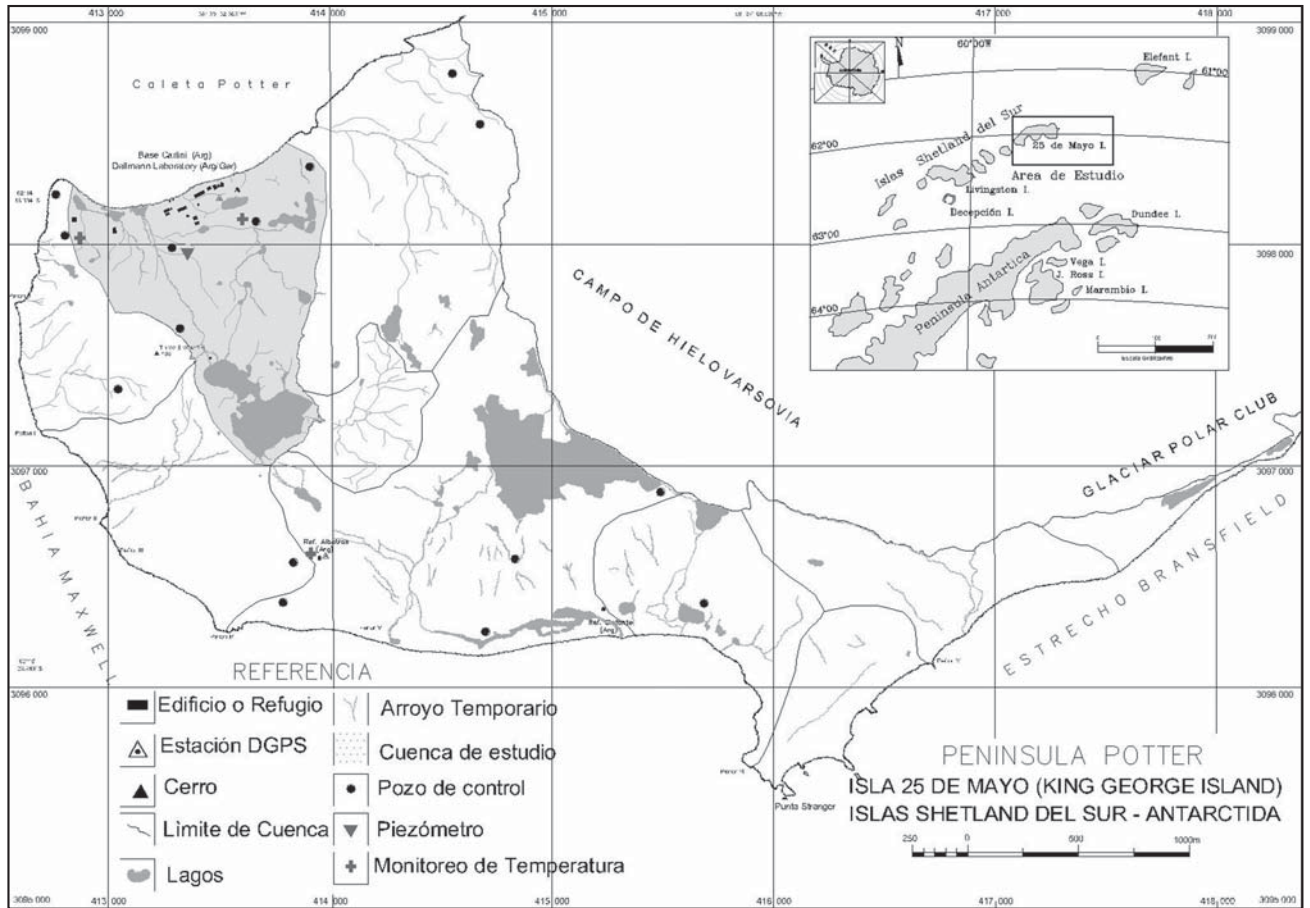


Figura 1. Mapa ubicación del área de estudio

Tabla 1. Clasificación de suelos para diseños en zonas de permafrost (Hennion and Lobaz, 1973).

Clasificación según reacción al congelamiento	Tipos de suelo	Porcentaje en peso de partículas < 2 mm	Tipos de suelos típicos
F 1	Gravas	3-10	GM, GP, GW-GM, GP-GM
F 2	Gravas arenosas	10-20 3-15	GM, GW-GM, GP-GM SW, SP, SM, SW -SM, SP-SM
F 3	Gravas arenosas sin Limo-Arena	sobre 20 sobre 15	GM, GC SM, SC
F 4	Arcillas		CL, CH
	Limos en general	Sobre 15	ML, MH
	Limos arenosos		SM
F5	Arcillas, sedimentos de grano fino en capas o bandas		CL, CL-ML, CL y ML, CL, CH y ML, CL, CH, ML y SM

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS, HIDROGEOLÓGICAS Y GEOCRIOLOGICAS

En la cuenca del Arroyo Matías se observan unidades geológicas diferentes que pueden dividirse fundamentalmente en clásticas y volcánicas. Entre las unidades clásticas, aquellas cercanas a los cuerpos de agua, se componen de limos arcillosos de origen lacustre. Las unidades marinas intertidales actuales, compuestas de arenas finas limosas y las más antiguas, que se ubican en la zona de desembocadura, por debajo de la cota 3 msnm, de litología arena fina a gruesa y niveles de grava retrabajados con abundante material fino. Las zonas de depósitos glaciarios de till y morenas poseen una mala selección de material grueso (gravas) con abundante participación de limos. Las unidades de origen fluvio-glaciario se constituyen de arenas medianas a gruesas y gravas. Es importante mencionar aquí que las unidades clásticas se componen fundamentalmente de material de origen volcánico en casi su totalidad siendo la composición del material restante rocas plutónicas ácidas y sedimentarias paleozoicas, que sobre todo, se observan en los depósitos marinos costeros.

El sistema hídrico superficial de la cuenca está formado por una serie de pequeños cursos de agua con régimen permanente durante el verano austral. Además de un conjunto de sistemas lacustres naturales interconectados, de poca profundidad, donde aflora el nivel freático y en el cual se desarrollan colonias de líquenes y musgos asociadas con una variada población de aves marinas y mamíferos antárticos. Esto constituye un verdadero humedal subsolar (Silva Busso y Fresina 2004).

El sistema hídrico subterráneo de la cuenca puede considerarse como un sistema suprapermafrost activo e integrado durante el verano austral (incluso entre Septiembre y Mayo), cuya dirección de descarga es hacia La Caleta Potter. La hidrodinámica del sistema caracterizada por elevados gradientes, recarga vertical localizada y el pequeño área de la cuenca condicionan una rápida circulación del flujo subterráneo hacia las áreas de descarga y, finalmente hacia la Caleta Potter. La compleja diversidad del tipo acuífero de la cuenca, que se caracteriza fundamentalmente en acuíferos clásticos y fisurados, determina las variaciones en la piezometría, la conductividad hidráulica y elevados los gradientes hidráulicos de los mismos.

Este factor influye sobre el tiempo de contacto agua-litología y por lo tanto condicionará la hidroquímica del acuífero libre. (Silva Busso et al., 2004). Los incrementos y oscilaciones del nivel estático de aguas subterráneas en el sector han sido correlacionados con los incrementos de precipitaciones del mismo periodo estival (Silva Busso, 2004). Esta circunstancia refleja una rápida recarga local directa a partir de las precipitaciones. Puede considerarse que la cuenca posee durante el período estival un acuífero libre con una red de flujo bien integrada que recibe una recarga directa por infiltración de las precipitaciones locales. El pozo de observación para el registro del nivel estático en este sector muestra un flujo de infiltración estival de aguas suprapermafrost en parte sur del área de estudio. En invierno (incluso entre Junio y Agosto) se observa formación en esta zona una capa de hielo superficial (icing) por descarga de aguas suprapermafrost o ablación de las precipitaciones locales. El espesor de esta capa de hielo podría alcanzar de 0,30 - 0,40 m. Se ha llevado a cabo un análisis del agua freática (Tabla 2) recogida durante el verano austral en el sector a una profundidad de 0,4 m.

Tabla 2. Resultados de análisis de agua freática.

Parámetros	Resultado
Temperatura °C	2,1
Acidez (pH)	7,7
Magnesio (mg/l)	10,6
Sulfatos (mg/l)	10,8

La localización de la isoterma anual de -2°C en esta zona de la península Potter implica unas condiciones óptimas para el desarrollo del permafrost continuo en sectores de altura más de 100 metros sobre nivel del mar. A cotas menores el desarrollo de permafrost es discontinuo y hasta esporádico dependiendo de la relación con el acuífero libre local y la formación de criopég en la zona costera. En el sector de la Base Carlini, en general, se presentan dos tipos la morena de fondo de Holoceno inferior con hielos intersticiales, la planicie fluvio-glacial y la paleo terraza de playa lindante a los depósitos de la playa actual. Cada unidad geológica y geomorfológica se caracteriza por predisponer condiciones particulares de la formación del permafrost y presencia de las aguas superficiales y suprapermafrost durante temporada de verano austral. El área más amplia corresponde a los depósitos glaciarios (morena del fondo) que permiten el desarrollo del permafrost discontinuo. Estos depósitos, con hielos intersticiales y eventualmente enterrados, son fundamentalmente de composición grava y limo-arena fina (Figura 2).

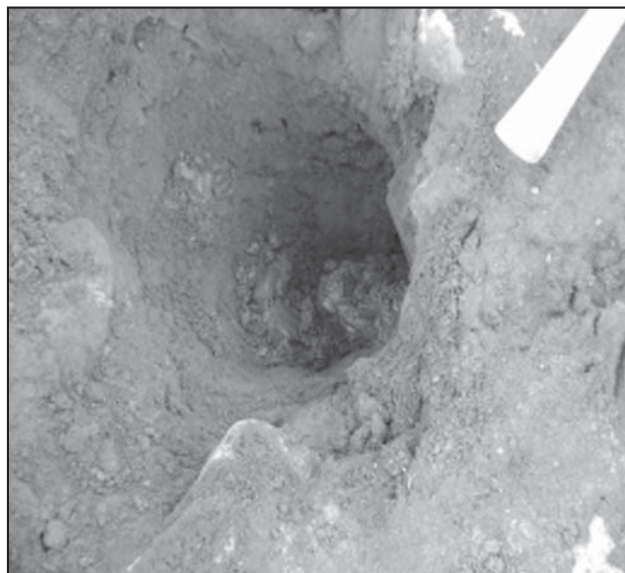


Figura 2. Composición de los suelos en el sector de morena del fondo.

Esta unidad se interpreta como un depósito de fondo relacionado con el retroceso del glaciar Warzawa (Varsovia). Es una zona del permafrost discontinuo, con formación del talik cerrado en la área del drenaje superficial, desarrollo de agua suprapermafrost y talik abierto solo debajo de los pequeños lagos. En las capas superficiales del permafrost los hielos se encuentran ocupando los espacios e intersticios entre los sedimentos más gruesos aunque se estima que su contenido de hielo es bajo

(12 - 15%). Capas superficiales corresponden a tipo de los suelos F 2 – GM y SP. El descongelamiento estacional alcanza profundidades variables en verano según la composición del suelo, su relación de las aguas superficiales, las subterráneas y las condiciones meteorológicas en la etapa de descongelamiento estacional. Para objetivos geotécnicos en zonas frías se utilizan los valores de profundidad normativa del descongelamiento estacional (H_d). Este valor se define como la mayor profundidad observada donde la capa activa, en etapa de descongelamiento estacional, coincide con el techo del permafrost de los últimos 10 años. Debido a que no existe una base de datos para tal período, la profundidad normativa de descongelamiento se calculó con los datos disponibles de la estación meteorológica Jubany de la Base Carlini empleando las propiedades de los suelos congelados y descongelados de la ecuación (1) según Khrustalev, (2005). La tabla 3 muestra los valores calculados de espesor normativo de descongelamiento estacional en este sector.

$$H_d = \sqrt{((2\lambda_d \tau_1 t_1) / q) + (Q / 2q)^2} - (Q / 2q) \quad (1)$$

$$Q = (0.25 - (\tau_1 / 3600)) \times (t_1 - t_c) \times \sqrt{\lambda_c C_c \tau_1} \quad (2)$$

$$q = \rho \times (w_t - w_n) \times \gamma_d + (\tau_1 / 7500 - 0.1) \times (C_d t_1 - C_c t_0) \quad (3)$$

$$t_1 = 1.4 t_p + 2.4 \quad (4)$$

$$\tau_1 = 1.15 \tau_p + 360 \quad (5)$$

Donde:

Q: Constante que depende del clima y las propiedades térmicas de suelo

λ_c - coeficiente de conductividad térmica del suelo congelado ($Kcal\ m^{-1}h^{-1}\ ^\circ C^{-1}$)

λ_d - coeficiente de conductividad térmica del suelo descongelado ($Kcal\ m^{-1}h^{-1}\ ^\circ C^{-1}$)

t_0 - temperatura media del permafrost, ($^\circ C$)

t_p - temperatura media del aire durante el tiempo en que permanece por encima de los $0^\circ C$

t_c - temperatura del congelamiento ($^\circ C$)

τ_p - duración del período con temperaturas del aire positivas, (hs)

w_t - contenido total de agua del suelo, (%)

ρ - calor latente de fusión de hielo (Tn^{-1})

C_c - capacidad calorífica por volumen del suelo congelado ($Kcal\ m^{-3}\ ^\circ C^{-1}$)

C_d - capacidad calorífica por volumen del suelo descongelado ($Kcal\ m^{-3}\ ^\circ C^{-1}$)

γ_c - densidad del suelo congelado ($Tn\ m^{-3}$)

γ_d - densidad del suelo descongelado ($Tn\ m^{-3}$)

H_d - profundidad normativa de descongelamiento (m)

Tabla. 3. Datos empleados en la determinación de la profundidad normativa de descongelamiento.

Unidad	Valores de unidad
λ_c - coeficiente de conductividad térmica del suelo congelado ($Kcal\ m^{-1}h^{-1}\ ^\circ C^{-1}$)	1,6
λ_d - coeficiente de conductividad térmica del suelo descongelado ($Kcal\ m^{-1}h^{-1}\ ^\circ C^{-1}$)	1,7
t_0 - temperatura media del permafrost, ($^\circ C$)	-1.0
t_p - temperatura media del aire durante el tiempo en que permanece por encima de los $0^\circ C$ ($^\circ C$)	4,7
t_c - temperatura del congelamiento ($^\circ C$)	-0,1
τ_p - duración del período con temperaturas del aire positivas, (hs)	1820
W_t - contenido total de agua del suelo en limite de capa activa, (%)	15 - 20
ρ - calor latente de fusión de hielo ($Kcal\ Tn^{-1}$)	80000
C_c - capacidad calorífica por volumen del suelo congelado ($Kcal\ m^{-3}\ ^\circ C^{-1}$)	480
C_d - capacidad calorífica por volumen del suelo descongelado ($Kcal\ m^{-3}\ ^\circ C^{-1}$)	530
γ_c - densidad del suelo congelado ($Tn\ m^{-3}$)	1,6 - 1,8
γ_d - densidad del suelo descongelado ($Tn\ m^{-3}$)	1,9
H_d - profundidad normativa de descongelamiento (m)	1,4 - 1,7

RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

Los resultados principales obtenidos en este estudio fueron realizados a través del entendimiento de los procesos criogénicos particulares de la zona que determinarán las condiciones ambientales que rigen la formación y evolución del permafrost local. Esto último permitió, y permitirá en el futuro, establecer los lineamientos principales de construcción en zonas de permafrost atendiendo a las diferentes características del mismo (continuo, discontinuo, epigenético, singenético, etc.). Para efectuar diseños y construcciones en zonas frías o de montaña con permafrost es necesario contar con los siguientes datos:

- Propiedades mecánicas de los suelos
- Contenido total de agua (W_t) de los suelos congelados y descongelados
- Contenido total de hielo (H_t) de la capa de congelamiento estacional y del techo de permafrost
- Profundidad normativa de descongelamiento estacional, al menos, en los sectores de construcción.

Además, para la valoración potencial de la carga estática es obligatorio conocer las propiedades térmicas y mecánicas del suelo congelado y descongelado.

Propiedades mecánicas de los suelos: Se han examinado los suelos clásicos originales utilizados como base de fundación en la zona de la construcción. En las calicatas se observa que los suelos superficiales hasta profundidad 0,4 m presentan las fracciones clásticas gravosas con arenas gruesas y medianas. En el intervalo de profundidad de 0,4 a 1,2 m se observa el incremento de la fracción clástica fina compuesta de arena mediana con limo intercalados. Este último (limos) en la selección vertical de la capa activa del material detrítico se explica como consecuencia de los procesos congelamiento o descongelamiento estacional y selección del lavado. Los resultados de los análisis de las muestras en fondo de calicatas se muestran en Tabla 4.

Humedad total de los suelos y contenido de los hielos subterráneos: Los análisis del contenido total de agua de la capa activa y el techo del permafrost se realizaron sobre las muestras del pozo ubicado en el sector de la futura construcción de las nuevas dependencias de la Base Carlini. Los resultados obtenidos y la distribución de la humedad total de los suelos (W_t) han mostrado variaciones significativas entre la humedad en la zona

superficial y en profundidad. En promedio se acerca al 20% y puede relacionarse con aguas subterráneas supraperafrost. En general, los valores más elevados de W_t se encuentran entre los 18% y 25% y se registro cercano a la zona saturada del fondo de la capa activa (zona capilar). En la parte superficial de la capa activa los valores más elevados de W_t oscilan entre el 14% y 18%. Para la capa activa en el tiempo de congelamiento estacional el contenido total de hielo (H_t) depende de la humedad inicial del suelo. Por este motivo el valor de H_t puede modificarse conforme al cambio de la humedad del suelo antes del congelamiento estacional. Los valores registrados de W_t de los suelos clásicos de la capa activa indican condiciones favorables para la formación de los hielos subterráneos in situ como cemento fundamentalmente como del tipo hielos de infiltración. El contenido del hielo en la parte superior del techo del permafrost supera los valores de H_t en la base del horizonte de congelamiento estacional.

Resistencia mecánica de los suelos a la penetración. Desde el punto de vista de la resistencia mecánica los suelos en esta zona pueden esquematizarse como una capa. La misma corresponde a la zona entre el techo del permafrost en la superficie hasta una profundidad de más de 1,5 m (esta profundidad es la recomendable para instalación de los pilotes o zapatas). (Figura 3). Esta capa forma un horizonte de fundación o subrasante como base de las construcciones posibles o previstas. El valor de R_e para el techo del permafrost en la zona es variable y se halla entre de 4 - 6 Kg/cm² en niveles superficiales y 20 - 25 Kg/cm² en niveles más profundos para un intervalo de temperaturas entre -0,1 °C, que es la temperatura máxima del techo del permafrost, a -1,0 °C que corresponde a la temperatura media del permafrost en esta zona.

PROPUESTA DE MAPA CRIOGEOTÉCNICO

Uno de los principales aspectos y falencias territoriales en Antártida es la caracterización de los suelos en tanto su uso o aplicabilidad a la ingeniería y las construcciones. Los mapas de ingeniería geológica o geotécnicos son un tipo especial de mapas geomáticos y que proporciona una representación generalizada de todos aquellos componentes del ambiente geológico de importancia en la planificación de los usos del suelo y en el diseño, construcción y mantenimiento de las aplicaciones de la ingeniería civil (IAEG, 1976). En el enfoque cartográfico

Tabla 4. Resultados del análisis de caracterización y clasificación de los suelos.

Unidades	Valor de unidades
Tipos comunes de materiales componentes significativos	gravas y arenas limosas
Granulometría: tamiz N° 4	70
Tamiz N° 18	45
Tamiz N° 60	25
Tamiz N° 230	12
Diámetro efectivo de clastos (mm)	2,0
Peso volumétrico del suelo congelado (Tn m ⁻³)	1,8
Peso volumétrico del suelo descongelado (Tn m ⁻³)	1,9
Agrupación según reacción al congelamiento y descongelamiento	F-2

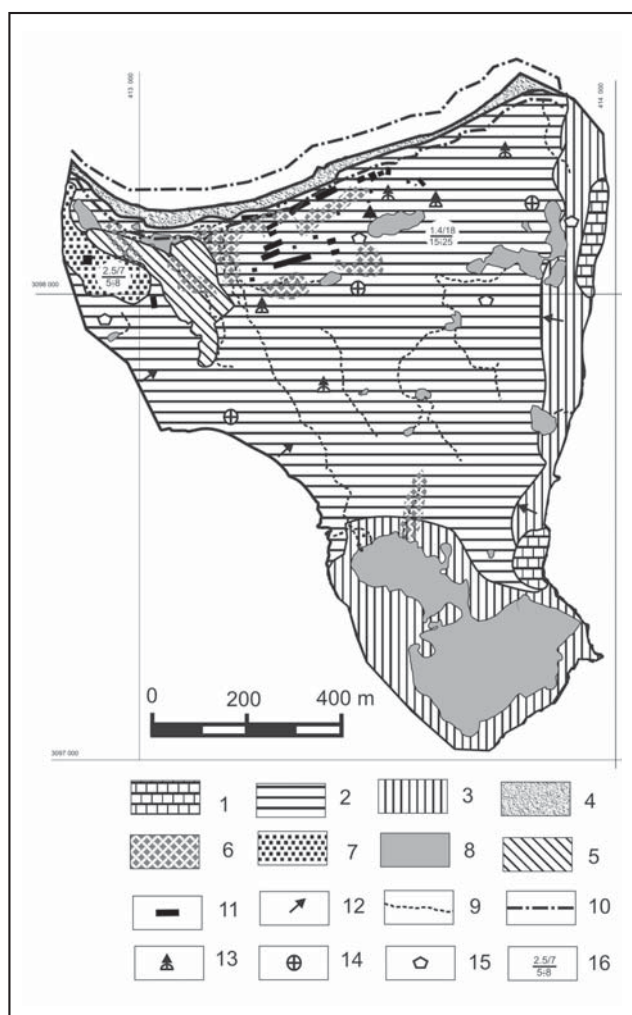


Figura 3. Mapa de geotécnico en cuenca del Arroyo Matías.

sintético se considera que el territorio está compuesto por un conjunto de unidades homogéneas caracterizadas por ciertos elementos relacionados (litología, hidrogeología, etc.). El fin de los mapas geotécnicos sintéticos es clasificar y evaluar el territorio del mapa en función de sus características constructivas, o lo que es lo mismo, zonificar el territorio geotécnicamente. Las técnicas o métodos más frecuentemente utilizadas para sintetizar información cartográfica en un solo mapa son los métodos fisiográficos, de agregación o superposición y los paramétricos. Este aspecto de caracterización territorial y cartografía es de importancia como línea de trabajo a mediano y largo alcance, dado que ese tipo de cartografía es uno de los aportes más tangibles y aplicados que pueden hacerse desde la investigación. Los elementos que será necesario representar en un mapa geotécnico dependen de la importancia relativa que tengan los diversos elementos del medio geológico de cara a los objetivos del mapa. Los criterios de clasificación en los mapas geotécnicos son el comportamiento mecánico de los materiales y el ambiente geológico que los rodea. Los elementos del medio geológico de interés para la ingeniería y son por lo tanto considerados en este estudio son los siguientes:

- Características de los suelos y las rocas.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Condiciones geomorfológicas.
- Procesos geodinámicos activos, (en este caso procesos geocriológicos)

Los resultados que se relevaron en el terreno fueron presentados sobre la cartografía base confeccionando un mapa geotécnico del sector de la Base Carlini (Mapa Criogeotécnico) en una escala de 1:5000 (Figura 4). La cartografía geotécnica esta basada en mapas topográficos, hidrogeológicos, geomorfológicos y geocriológicos compilada con los datos de trabajos realizados específicamente en sector de la Base Carlini y en particular en el área de desarrollo de la morena del fondo que ocupa el 95% de la ubicación de la base. Se propone en este estudio un mapa sintético en el que se representan unidades territoriales homogéneas en lo referente a los atributos y factores del ambiente geocriológico. Se ha optado por un método cartográfico que consistió en la discriminación directa de unidades territoriales usando como base las imágenes remotas (ASTER UTM, Zone 21 South, WGS84, pixel:15m, 29/01/2005), la cartografía topográfica existente y la caracterización en el terreno de las unidades geocriológicas. La subdivisión en unidades cartográficas se hace teniendo en cuenta tanto los aspectos topográficos, geomorfológicos, litológicos y sobre todo geocriológicos.

El mapa presenta las siguientes unidades: Afloramientos de roca base (vulcanitas) con formación del crioeuvium en el techo de la misma (1); Morena de fondo con hielos intersticiales (2); Morena lateral con los hielos enterrados (3); Depósitos fluvio-glaciares (4); Depósitos de playa actuales (5); Depósitos de paleo-playa (6); Áreas de desarrollo de icing (7); Lagos (8); Diseño de la red de drenaje y áreas de posible talik (9); Límite de la zona de criopeg (10); Suelos estructurales y formas de cricontracción térmica (11); Soliflucción estructural (12); Áreas de levantamiento por congelamiento estacional (13); Geoformas de termokarst (14); Construcciones previas de la base Carlini (15); Reseña de las características de la capa activa y techo del permafrost (16). El numerador indica el espesor potencial de descongelamiento estacional y humedad total de los suelos, el denominador indica el contenido de los hielos subterráneos en techo del permafrost.

Estas unidades diferencian zonas con procesos geocriológicos activos, como las señaladas con las rastras 1, 2, 10, 11, 12, 13 y 14. Las zonas donde los procesos geocriológicos son menos activos o nulos, como las señaladas con las rastras 2, 4, 5 y 6. Finalmente las zonas con procesos hídricos superficiales o subterráneos (supra permafrost) son activos, como las señaladas con las rastras 7, 8 y 9. Se incluyen datos geocriológicos puntuales específicos, como el señalado en la rastra 16.

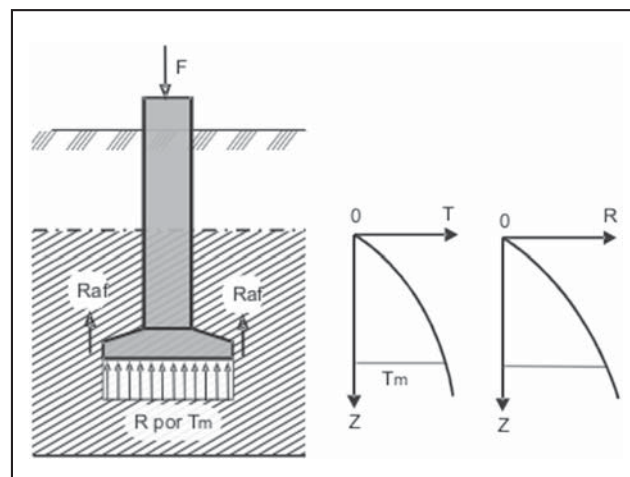


Figura 4. Esquema de esfuerzos en las zapatas de fundación.

CONCLUSIÓN

Se han expuesto en este estudio la metodología y los resultados de una primera aproximación sobre las características geotécnicas generales, lo que se resume en la elaboración de el mapeo temático realizado en la Cuenca del Arroyo Matías en la Península Potter donde se halla ubicada la Base Carlini. El presente estudio establece las características geotécnicas generales en este sector que permiten la realización de las obras civiles y si bien no es conclusivo, es decir no es suficientemente detallado, permite señalar áreas que por sus características geo-criológicas pueden tener una influencia no siempre prevista en las obras civiles locales. Cabe destacar que las características geotécnicas para la zona de las bases antárticas se diferencian claramente de aquellas en zonas templadas ya que, al encontrarse en la zona de permafrost, el comportamiento

dinámico del suelo es radicalmente distinto y modifica sus propiedades mecánicas durante de temporada de congelamiento y descongelamiento. Teniendo en cuenta estas características particulares de los suelos en zonas del permafrost, el mapa propuesto fue realizado como apoyo y complemento a los aspectos geotécnicos convencionales.

De este análisis se desprende que incorporando criterios geocriológicos las áreas 3, 4 y 5 del mapa surgen como las más convenientes para la construcción y la fundación dado que los procesos geocriológicos e hidrológicos son nulos o de escaso desarrollo, mientras que las restantes aunque sus características geotécnicas sensu stricto podrían ser favorables, la identificación en las mismas de procesos geocriológicos limita o complejiza su empleo.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

GOSSTROI, 1977.

Stroitelniye normy i pravila, osnovniya i fundamenty na viechnomerzlyj gruntaj
(Normas y reglas para la construcción, reglamentos básicos para zonas de permafrost) 11-18-76, Parte 11, Cap. 18, Moscú, 45 pp. (En ruso).

GOSSTROI, 1978.

Stroitelniye normy i pravila, obscheye poloshenia
(Normas y reglas para la construcción, reglamentos básicos). 11-9-78, Parte 11, Cap. 9, Moscú, 22 pp. (En ruso).

ERMOLIN EVGENIY, 2009.

Permafrost y Hielos Subterráneos en el Sector Norte de la Península Antártica.
El Agua en el Norte de la Península Antártica, Subsecretaría de Recursos Hídricos p: 59 - 77, Buenos Aires, Argentina.

ERMOLIN E. AND A. SILVA.

Interaction between permafrost and groundwater on the Potter Peninsula, King George Island, (Isla 25 de Mayo), Antarctica. 2008.
Synopsis of research performed at the Dallmann-Laboratory and Jubany Station in Reports on Polar and Marine Research. Alfred Wegener Institute and the Dirección Nacional del Antártico (AWWI-DNA), 34-41.

HENNIOT, F.B. Y E.F. LOBACZ. 1973.

Corps of Engineers, technology related to design of pavements in areas of permafrost. 2nd Int. Permafrost Conf. Yakutsk, North American Contrib. Nat. Acad. Sci., 658-664.

IAEG - UNESCO (1976).

Engineering geological maps.
A guide to their preparation. UNESCO Press. 79pp.

LINELL, K.A. Y G.H. JONSTON. 1973.

Engineering design and construction in permafrost regions, 2nd. Int. Permafrost Conf., Yakutsk, North American Contr. Nat. Acad. Sci., 553-575.

KHRUSTALEV L.N. 2005.

Geotechnical fundamentals for permafrost regions.
MGU, 540.

KING, J.C., 1994.

Recent Climate Variability in the Vicinity of the Antarctic Peninsula.
International Journal of Climatology. Vol 14 p: 357-369.

KUDRIAVTSEV, V.A.(ED.). 1961.

Poleviye geokriologicheskiye issledovaniye (Investigaciones geocriológicas de campo).
Academia de Ciencias de la URSS, Moscú. 372 pp. (en ruso).

SILVA BUSSO, A., 2004.

Características Hidrológicas e Hidrogeológicas en el Archipiélago James Ross e Islas Shetland, Area Norte de la Península Antártica.
Boletín Geológico y Minero, Instituto Geológico y Minero de España,

SILVA BUSSO, A. Y M. FRESINA. 2004c.

Relación del Flujo Subterráneo sobre el Humedal Subpolar de la Península Potter, Islas Shetland Antártica.
Congress XXXIII AIH - / AHSUD Groundwater Flow Understanding, en CD: T6-3, Ciudad de Zacatecas, México.

SILVA BUSSO, A., M. FRESINA Y C. VODOPIVEZ, 2004d.

Hidrodinámica e Hidroquímica Subterránea en la cuenca del Arroyo Matías, Península Potter, Islas Shetland Antártica.
Congress XXXIII AIH - / AHSUD Groundwater Flow Understanding, en CD: T6-15, Ciudad de Zacatecas, México.



Actualización y análisis de las curvas intensidad - duración - frecuencia para la localidad de Balcarce, provincia de Buenos Aires, Argentina

Update and analysis of intensity - duration - frequency curves for Balcarce, Buenos Aires province, Argentina

Puricelli, Marino

Recibido: 30 de septiembre de 2013 • Aceptado: 17 de febrero de 2014

Resumen

Tanto en terrenos urbanos como en espacios rurales, la valoración de la capacidad de generación de escurrimiento superficial del terreno resulta fundamental para el diseño de obras de drenaje para el manejo de excedentes hídricos y el control de la erosión de suelos (incluyéndose aquí el potencial arrastre de agroquímicos). Por ello, el conocimiento de los valores de intensidad de las precipitaciones a escala sub-diaria es esencial para el desarrollo de proyectos hidrológicos e hidráulicos. En este trabajo se procesaron datos de precipitaciones con el objetivo de actualizar y analizar la curva IDF (intensidad – duración – frecuencia) representativa de la ciudad de Balcarce y su zona de influencia. Se contó con información registrada durante el período 1991 – 2006 en la estación meteorológica de la Estación Experimental Balcarce, del Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria.

Para concretar el objetivo se consideraron dos enfoques diferentes, mostrando ambos un buen ajuste con la información disponible. No obstante, el procedimiento de estimación conjunta de las curvas IDF mostró ventajas sobre el método de estimación tradicional ya que brindó información respecto a la incertidumbre asociada los mismos. El intervalo de confianza estimado fue de utilidad para evaluar diferencias entre curvas IDF.

Palabras clave: curvas IDF, incertidumbre, Balcarce, Argentina.

Abstract

Both in urban and in rural areas, the assessment of the runoff generation capacity of the land surface is essential for the design of drainage works in order to manage excess water and control soil erosion (including here the potential agrochemicals runoff). Knowledge of the rainfall intensity values at sub-daily scales is essential for developing hydrologic and hydraulic projects. Rainfall data were processed in order to update and analyze IDF curves (Intensity - Duration - Frequency) representative of Balcarce and area. Information

Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, Estación Experimental Agropecuaria Balcarce, Ruta nacional 226, Km 73.5, 9620 Balcarce, provincia de Buenos Aires.

✉ mmpuri.geo@gmail.com

recorded at the meteorological station of the National Institute of Agricultural Technology Agricultura Experimental Station were analyzed.

Two different approaches were considered. Both of them showed a good agreement with available information. However the joint estimation method showed advantages over the traditional estimation method, providing information about uncertainty. Confidence limits was useful to assess differences between IDF curves.

Keywords: IDF curves, uncertainty, Balcarce, Argentina.

INTRODUCCIÓN

Los estudios y proyectos destinados al control de excesos hídricos superficiales tanto en ambientes rurales como en urbanos y periurbanos requieren de la disponibilidad de información básica apropiada y consistente respecto a las precipitaciones máximas y el nivel de probabilidad con la que están asociadas. La valoración de la capacidad de generación de escurrimiento superficial del terreno resulta fundamental para el diseño de obras de drenaje, el manejo de excedentes hídricos y el control de la erosión de suelos (incluyéndose aquí el potencial arrastre de agroquímicos).

En el caso de las áreas urbanas, Bertoni (2004) destacó la existencia de las grandes necesidades existentes respecto a la disponibilidad de información relacionada al proceso lluvia – escorrentía en Argentina. Esta situación impone serias dificultades al correcto diseño y planificación de obras de control y encauzamiento de excedentes hídricos. En el mismo grado de exposición se encuentran los sectores periurbano y rural, donde los problemas de drenaje superficial en rutas y caminos afecta a la comunicación, la actividad económica y reduce notablemente el nivel de vida de sus pobladores. (Maza y Bertoni, 2004; Van de Vyver y Demarée, 2010; Moreira et al., 2012; Puricelli y Moreira, 2012).

El diseño de obras hidráulicas de drenaje de los excesos de escurrimiento superficial parte de la identificación de las lluvias máximas, las cuales se caracterizan en función de su intensidad (I), duración (D) y frecuencia de ocurrencia (F) (Chow et al., 1994). Estas tres variables se relacionan mediante las curvas IDF, que permiten seleccionar un valor de precipitación para una duración y tiempo de recurrencia adecuados al sitio y magnitud de la obra (Chow, et al. 1994). Tal como se señala en la Ec. (1), i es la intensidad de precipitación, d es la duración del evento y T es el período de retorno o recurrencia, el cual en términos estadísticos representa al tiempo que separa la aparición de dos sucesos de igual magnitud. La relación del período de retorno con el valor de probabilidad de excedencia p de un fenómeno dado se expresa en la Ec. (2), donde la probabilidad de excedencia es la probabilidad de que un determinado valor sea superado (Chow et al., 1994).

$$i=f(d,T) \quad (1)$$

$$T=\frac{1}{(1-p)} \quad (2)$$

Desde el punto de vista hidrológico y para el diseño de obras de drenaje de escorrentía, el valor de (d) se relaciona con el tiempo de concentración de la cuenca o extensión del área que se analiza. A los efectos de estimar el máximo caudal de

escurrimiento en una cuenca, se toma como criterio general que la duración del mismo debe ser como mínimo igual al tiempo de concentración de la cuenca (Chow et al., 1994). El tiempo de concentración se define como el tiempo para el cual toda la cuenca empieza a contribuir (Chow et al., 1994), equivalente al tiempo de flujo desde el punto más alejado hasta la salida de la cuenca (Dingman, 2002). El tiempo de concentración depende de la forma de la cuenca y de su geomorfología y se considera que es un valor que la caracteriza (Dingman, 2002). Existen diferentes expresiones para su estimación, siendo la más citada la Ecuación (3), donde t_c es el tiempo de concentración (en minutos), L es la longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida (en pies), y S es la pendiente promedio de la cuenca (en pies/pie) (Chow et al., 1994; Dingman, 2002).

$$t_c=0,0078 L^{0,77} S^{-0,385} \quad (3)$$

Para la construcción de curvas IDF existen diferentes enfoques (Chow et al., 1994; Vázquez et al., 1987; Gómez Caffarena, 1988; Stedinger et al., 1992; por citar algunos ejemplos). En general, los pasos a seguir para el diseño de curvas IDF son: a) identificar los valores de intensidad máximos anuales, b) elaborar el ajuste de una función de distribución de extremos para cada intervalo de tiempo considerado, y c) estimar los parámetros de la familia de curvas IDF, ya sea de forma conjunta o individual (Vázquez et al., 1987; Koutsoyiannis et al., 1998).

Las funciones de distribución de probabilidad para eventos extremos máximos frecuentemente mencionadas en la literatura están sintetizadas en la Función Generalizada de Extremos (en inglés: Generalized Extreme Value), simbolizados por la sigla GEV. Esta se define en la Ecuación (4), donde κ , λ y ψ son los parámetros de forma, escala y ubicación, respectivamente. Si $\kappa=0$ la GEV se transforma en la función de distribución de Gumbel, frecuentemente citada en publicaciones y reportes técnicos referidos a construcción de curvas IDF (Chow et al., 1994; Chen, 1983; Vázquez et al., 1987; Gómez Caffarena, 1988; Stedinger et al., 1992; Ben-Zvi, 2009).

$$F(x)=\exp\left\{-\left[1+\kappa\left(\frac{x}{\lambda}-\psi\right)\right]^{-1/\kappa}\right\} \quad (4)$$

En el caso de series de corta longitud, es conveniente optar por funciones de distribución como la de Pareto generalizada (Ec. 5), en reemplazo de funciones del tipo GEV (Van de Vyver y Demarée, 2010), donde κ y λ deben tomar valores positivos.

$$F(x)=1-\left[1+\kappa\left(\frac{x}{\lambda}-\psi\right)\right]^{-1/\kappa} \quad (5)$$

En todos los casos se debe comprobar el grado de ajuste de esta función a los datos (variable x en las ecuaciones (4) y (5). Además de los test estadísticos usuales como Chi-cuadrado o Kolmogorov-Smirnov (Montgomery y Runger, 1996), los datos se asocian a un valor de período de retorno empírico. Éste se obtiene a partir de ordenar los valores de mayor a menor, estableciendo un orden de probabilidad de excedencia llamado “posiciones de graficación” (Chow et al. 1994). Existen diferentes propuestas para las mismas. La forma general es la señalada en la Ecuación (6), donde i es el número de orden que se le asignó a cada valor x , n es el total de valores de x analizados y a es un parámetro que permite transformar a la Ecuación (6) en alguna de las diferentes expresiones existentes para obtener las posiciones de graficación (Chow et al., 1994).

$$q_i = \frac{i-a}{(n+1-2a)} \quad (6)$$

Finalmente. El período de retorno, T , se calcula como:

$$T = \frac{1}{q_i} \quad (7)$$

En términos generales, las curvas IDF se pueden representar según la Ecuación (8), donde ω , θ , η y ν son parámetros positivos y no nulos, que deben ser estimados según el lugar y período de retorno, siendo el producto $\eta\nu \leq 1$ (Koutsoyiannis et al., 1998).

$$i = \frac{\omega}{(d^\nu + \theta)^\eta} \quad (8)$$

Para Koutsoyiannis et al. (1998) existe una forma generalizada de curvas Intensidad-Duración-Frecuencia que incluye en su formulación a la Ecuación (8) y tiene la forma que se presenta en la Ecuación (9). En esta última ecuación $a(T)$ representa a la función de distribución de la probabilidad de un evento extremo de intensidad i para un período de retorno T dado, y $b(d)$ se define en la Ec. (10), en la cual θ y η son parámetros a ser estimados ($\theta > 0$; $0 < \eta < 1$) relacionados a la duración del evento de precipitación (Koutsoyiannis et al. 1998).

$$i = \frac{a(T)}{b(d)} \quad (9)$$

$$b(d) = (d + \theta)^\eta \quad (10)$$

Independientemente de la metodología empleada en la estimación de valores máximos probables, existe la incertidumbre en los valores derivados de cualquier proceso de estimación. En Hidrología, la incertidumbre se asocia con el grado de duda propio de la predicción elaborada, ya sea por la presencia de errores determinísticos como aleatorios en la generación de los datos analizados. (Beven et al., 2010). Pappemberger y Beven (2006) señalan que en los últimos años el análisis de incertidumbre ha comenzado a tener importancia y conviene que se incluya en los trabajos relacionados a la hidrología, tanto por razones conceptuales como prácticas. En el caso concreto de la intensidad de precipitación, la incertidumbre es tradicionalmente considerada durante el análisis de frecuencia de los valores de intensidad, pero rara vez en la etapa posterior de diseño de las curvas. Esta forma de proceder puede favorecer a la subestimación de los riesgos al momento del diseño de una obra (Overeem et al. 2008). Se debe considerar que los datos disponibles de intensidad de precipitación sólo cubren un período limitado de tiempo, usualmente reducido, por lo que asumir la

incertidumbre se torna relevante (Van de Vyver y Demarée, 2010). Una de las formas propuestas para incluir a la misma en las curvas IDF es la generación de cuantiles de intensidad para diferentes valores de tiempo empleando algún método estadístico de simulación y en base a los mismos elaborar un intervalo de confianza para cada curva IDF (Overeem et al., 2008; Van de Vyver y Demarée, 2010).

Para el área de interés de este estudio, las primeras estimaciones de la distribución de frecuencias de la intensidad de precipitación para diferentes duraciones, siguiendo los procedimientos disponibles para la época, se obtuvieron a partir de trabajos realizados hasta principios de la década de los 80 (Vidal y Cousillas, 1982). En los mismos se establecieron los primeros valores de referencia de intensidad de precipitación para diferentes períodos de retorno y duración. En épocas más recientes, se realizaron nuevos registros de intensidad de precipitación en la estación meteorológica de la Estación Experimental Agropecuaria Balcarce del Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), dando la oportunidad para una estimación independiente de las curvas IDF en la localidad de Balcarce y su comparación con los valores antecedentes disponibles.

Por lo expuesto, el objetivo de este trabajo es actualizar y analizar los valores obtenidos para las curvas de Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF) de la localidad de Balcarce, en la provincia de Buenos Aires. Se presenta una discusión acerca de las metodologías más apropiadas para su obtención, y un conjunto de valores de referencia de intensidad de precipitación para diferentes duraciones y probabilidades de ocurrencia. Se considera que este aporte contribuye a mejorar la calidad de información de entrada en el desarrollo de propuestas y proyectos hídricos e hidráulicos en el sudeste bonaerense.

MATERIALES Y MÉTODOS

El área de estudio se localiza en la región Sudeste de la provincia de Buenos Aires (Figura 1), y presenta un clima subhúmedo-húmedo, con deficiencias estacionales de agua. En la zona se distingue una región ecológica homogénea denominada mixta papera (Suero et al., 2002) de relevancia agrícola y económica a nivel nacional.

Perteneciente al sector sur de la llanura Chacopamepana (Russo et al., 1979) se caracteriza por la presencia aislada de unidades de paisaje serrano asociado al sistema de Tandilia (Dalla Salda et al., 2006). En general, el relieve es llano con suaves ondulaciones, las cuales son más pronunciadas en las cercanías del paisaje serrano (INTA, 1989). En el Partido de Balcarce, la amplia mayoría de los suelos (96%) se localizan en terrenos con pendientes que varían entre 0 y 3% (INTA, 1989).

Basados en la información obtenida durante el período 1972 - 1979, Vidal y Cousillas (1982) consideraron el valor de tiempo de retorno empírico con la ecuación de Weibull (Ecuación (11)), la cual deriva de la Ecuación (6) haciendo $a = 0$. En consecuencia, la distribución de frecuencias ajustada a cada curva presentada por estos autores fue la de Gumbel (Tabla 1).

$$q_i = \frac{i}{(n+1)} \quad (11)$$

Para la actualización de las curvas IDF de localidad de Balcarce se contó con información de precipitación a escala horaria y sub horaria (30 minutos) correspondiente al período 01/01/1991 – 31/12/2006, contabilizando un total de 3858 valores para duraciones entre de 30, 60, 90, 120, 180, 300 y

360 minutos. Los datos corresponden a la Estación Meteorológica de la Estación Experimental Agropecuaria de Balcarce, provincia de Buenos Aires, perteneciente al Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA). Se trata de una estación meteorológica convencional, localizada en las coordenadas 37,75° latitud Sur y 58,30° longitud Oeste (Figura 1).

La cantidad de datos con los que se realizó el análisis, para cada uno de los valores de duración d considerados y del valor máximo de tiempo de retorno empírico asignado (T_{max}) se expone en la Tabla 2.

El rango de duraciones seleccionado es coherente con los tiempos de concentración estimados con la Ec. 3. Se emplearon para ello los valores más frecuentes de pendiente informados por INTA (1979) cubriendo un amplio conjunto de longitudes posibles de cauce y áreas de cuenca, tanto urbanas como rurales y periurbanas en la región.

De acuerdo a la notación propuesta por Koutsoyiannis et al. (1998), se contó con k grupos de duración d_j ($d = 30, 60, 120, 180, 300, \text{ y } 360$ minutos, respectivamente) donde $j = 1, 2, \dots, k$. Cada uno de estos grupos contiene un total de n_j observaciones, ordenadas según $l = 1, 2, \dots, n_j$ posiciones. En consecuencia, cada observación de intensidad se simboliza como i_{jl} .

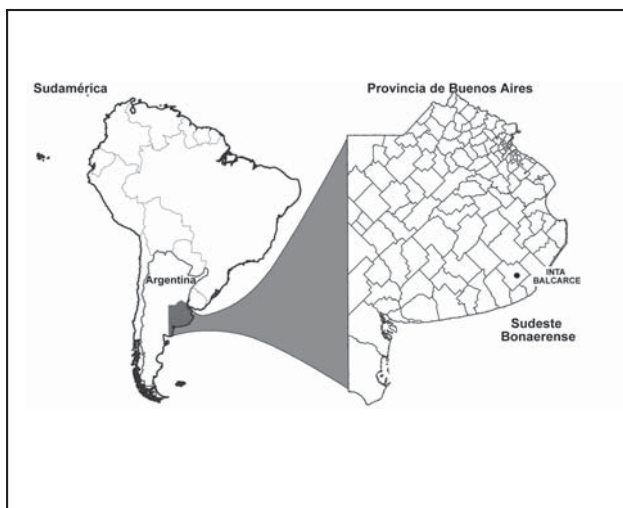


Figura 1. Situación la localidad de estudio.

Tabla 1. Valores de intensidad para diferentes duraciones y tiempos de retorno, estimados por Vidal y Cousillas (1982).

d [minutos]	T [años]					
	2	5	10	25	50	100
5	127,2	158,4	177,6	202,8	222,0	240,0
30	49,0	68,6	81,8	98,2	110,4	122,6
60	33,6	44,0	52,8	63,8	72,0	80,2
360	9,0	12,6	15,2	18,4	20,8	23,3
720	5,5	8,4	10,3	12,7	14,4	16,2
1440	3,0	5,0	6,1	7,6	8,8	9,9

Tabla 2. Cantidad de eventos de intensidad de precipitación considerados para cada valor de duración (d) y valor máximo de tiempo de retorno empírico asignado (T_{max}).

d [minutos]	n_j	$T_{m\acute{a}x}$ [años]
30	1887	28,8
60	945	25,2
120	483	28,8
180	275	28,8
300	192	25,2
360	76	27,0

Para la elaboración de las curvas IDF se consideraron dos enfoques diferentes: el tradicional, y el propuesto por Koutsoyiannis et al. (1998). En ambos enfoques, para la elaboración de las posiciones de graficación se empleó la expresión de Gringorten, la cual deriva de la Ecuación (6), con $a = 0,44$ (Chow et al., 1994).

En el caso del enfoque tradicional para la elaboración de curvas IDF se realizó el ajuste de una distribución de frecuencia a los cuantiles pertenecientes a cada uno de los k grupos de intensidad de duración d . Se empleó la función de distribución de frecuencias de Gumbel la cual fue ajustada por el método los momentos (Chow et al., 1994).

En un análisis previo respecto a la bondad de ajuste de funciones de distribución de frecuencias para valores extremos de intensidad para diferentes valores de duración d , se detectó que la función de Gumbel cumplía aceptablemente bien la condición de buen ajuste general a los datos, aún con un reducido número de variables. La Tabla 3 señala los resultados obtenidos comparando los valores de $D_{m\acute{a}x}$ del test de Kolmogorov-Smirnov (Montgomery y Runger, 1996) para las distribuciones GEV,

Pareto y Gumbel. En todos los casos, el test de Kolmogorov-Smirnov indicó aceptar la hipótesis de bondad de ajuste.

El enfoque tradicional se describe en *Vázquez et al. (1987)*, *Gómez Caffarena (1988)*, *Stedinger et al. (1992)* y *Koutsoyiannis et al. (1998)*, entre otros. En la primera de las obras mencionadas se elaboraron ajustes de frecuencia para diferentes valores de tiempo de retorno. Es decir, a partir de las distribuciones de intensidad de lluvia obtenidas se determinaron, para cada duración d , las intensidades medias de precipitación y sus tiempos de retorno T . Luego se ajustó un modelo general que representó al conjunto. Este se obtuvo a partir de una simplificación de la Ecuación (8) al hacer nulos los parámetros θ y v . Ello resulta en la Ecuación (12), con τ , ϵ y η como parámetros de ajuste no nulos. El ajuste se realizó por mínimos cuadrados.

$$i = \frac{\tau T^\epsilon}{d^\eta} \tag{12}$$

El segundo enfoque se basa en el procedimiento propuesto por *Koutsoyiannis et al. (1998)*. Este consiste en la estimación conjunta de los parámetros para las funciones $a(T)$ y (d) en un solo paso, minimizando el error cuadrático total de las curvas IDF obtenidas, respecto a los datos disponibles. La estimación de los diferentes valores de intensidad correspondientes a los 6 grupos de duración es la que se expresa en la Ecuación (13), donde j hace referencia a las k duraciones seleccionadas ($j = 1, \dots, k$) y l a los n números de años en los que se dispone de mediciones de intensidades de precipitación ($l = 1, \dots, n$).

Tabla 3. Bondad de ajuste según el test de Kolmogorov-Smirnov (Dmax) para las distribuciones GEV, Pareto y Gumbel para diferentes duraciones de precipitación.

d [minutos]	D_{max}		
	GEV	Pareto	Gumbel
30	0,076	0,188	0,093
60	0,079	0,379	0,084
120	0,077	0,094	0,126
180	0,137	0,109	0,127
300	0,113	0,182	0,108
360	0,147	0,115	0,148

$$\hat{i}_{jl} = \frac{a(T_{jl})}{b(d_j)} \tag{13}$$

La función de distribución de frecuencia seleccionada fue la Gumbel (Ecuación 14) (*Koutsoyiannis et al., 1998*).

$$a(T_{jl}) = \lambda \{ \varphi - \ln[-\ln(1 - (1/T))] \} \tag{14}$$

Los errores correspondientes se expresan en la Ecuación (15). La transformación logarítmica fue aplicada a fin de balancear los errores entre datos de duraciones altas y bajas (*Koutsoyiannis et al., 1998*).

$$e_{jl} = \ln(i_{jl}) - \ln(\hat{i}_{jl}) \tag{15}$$

El error cuadrático medio se expresa como:

$$e^2 = \frac{1}{k} \sum_{j=1}^k \frac{1}{n_j} \sum_{l=1}^{n_j} e_{jl}^2 \tag{16}$$

Así el ajuste simultáneo de las curvas IDF se reduce a un problema de optimización para minimizar el valor de los errores (Ecuación (17)).

$$\min(e_{ij}) = f(\eta, \theta, \lambda, \kappa, \varphi, \dots) \tag{17}$$

Posteriormente, para diferentes valores de período de retorno, se evaluó la incertidumbre de los resultados obtenidos, tal lo propuesto por *Overeem et al. (2008)* y *Van de Vyver y Demarée 2010*). Para estimar los valores de la ecuación (13) se empleó el método de Montecarlo con el que se generaron 180000 realizaciones en cada una de las cuales se procedió a un muestreo con reposición a partir del conjunto de datos disponible. Los límites de confianza se fijaron en 99%. Los resultados obtenidos fueron comparados con los publicados por *Vidal y Cousillas (1982)* y con los obtenidos mediante el enfoque tradicional (Ecuación (12)).

Para el procesamiento estadístico de la información se empleó el paquete estadístico R (<http://www.r-project.org/index.html>), la hoja de cálculo Gnumeric (*Nash, 2010*) y la aplicación Hydrognomon (*Kozanis et al., 2005*).

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Como referencia para las condiciones hidroclimáticas de la región estudiada, el módulo pluviométrico anual registrado en la Estación Meteorológica de INTA Balcarce durante el período 1971 - 2012 es de 924,9 mm. A escala diaria, los meses con mayor variabilidad de precipitación y mayor registro de valores son los meses de febrero, marzo, abril, mayo, octubre y diciembre, respectivamente.

Se realizaron los tests ‘r’ y ‘F’ para verificar las diferencias de medias y desvíos estándares, respectivamente (*Montgomery y Runger, 1996*), ambos con un nivel de significancia de 0,01. Por medio de los mismos se comprobó que no hay diferencias entre medias ni entre desvíos estándares para el conjunto de datos de precipitación diaria del período 1972 - 1979 respecto a los registrados entre 1991 y 2006.

La Tabla 4, expone los valores de las variables ajustadas para la Ecuación (12) según el enfoque tradicional. Se destaca el alto valor del coeficiente de determinación (R²). La Tabla 5 señala los valores de intensidad estimados para diferentes combinaciones de duración d y período de retorno T según el mencionado enfoque. De la misma forma, las tablas 6 y 7 exponen resultados análogos según el enfoque alternativo propuesto por *Koutsoyiannis et al. (1998)*. Complementariamente, las tablas 8 y 9 señalan los valores de los límites inferior y superior de los valores de la Tabla 7.

Tabla 4. Valores de parámetros de ajuste de la Ecuación (12) para curvas IDF según el procedimiento tradicional.

τ	ϵ	η	R^2
381,12	0,37	0,85	87 %

Tabla 6. Valores de parámetros de ajuste de la Ecuación (13)

λ	ψ	θ	η
7,21	2,85	0,001	0,858

Los resultados indican que, independientemente del método seleccionado, las estimaciones realizadas con la información del período 1991 - 2006 no se diferencian claramente de las propuestas por *Vidal y Cousillas (1982)*. Sin embargo existen ciertas evidencias que permiten comparar los resultados. Al cotejar los valores obtenidos por estos autores y los obtenidos aplicando el método tradicional, para la misma combinación de T y d , y aplicando el criterio de error señalado en la Ecuación (16), se obtiene un error de 0,4582. Mientras que al

compararlos con el enfoque conjunto, el error es de 0,3049. Este valor de error está aportando evidencias a favor de un mejor ajuste con este último método.

Los intervalos de confianza aportan información a la hora de la toma de decisiones prácticas. Los límites superiores estimados a partir del modelo propuesto por *Koutsoyiannis et al. (1998)* contienen a las estimaciones realizadas mediante el enfoque tradicional. En cambio los límites inferiores contienen parcialmente a los estimados por el enfoque tradicional, en general partir de $T = 25$ años. Se puede afirmar que, en general, las estimaciones realizadas según el enfoque conjunto engloban a las estimadas según el enfoque tradicional y que no existen evidencias concretas respecto a cambios significativos en los valores de intensidad de precipitación entre los períodos de tiempo analizados.

Respecto a los resultados presentados por *Vidal y Cousillas*, el enfoque propuesto por *Koutsoyiannis et al. (1998)* contempla dentro de sus límites inferiores a todos los valores superiores a $d = 5$ minutos. En cambio el límite superior sólo contiene a un limitado número de valores, particularmente a los asociados a d menor o igual a 30 minutos y los correspondientes a 90 y 180 minutos para valores de T mayores o iguales a 25 años. En consecuencia y tomando en cuenta los resultados

Tabla 5. Valores de intensidad de precipitación estimados según la Ecuación (12) para curvas IDF según el procedimiento tradicional.

d [minutos]	T [años]					
	2	5	10	25	50	100
5	126,0	176,9	228,6	320,8	414,6	535,8
15	49,7	69,7	90,1	126,5	163,5	211,3
30	27,6	38,8	50,1	70,3	90,9	117,5
60	15,4	21,6	27,9	39,1	50,5	65,3
90	10,9	15,3	19,8	27,7	35,8	46,3
180	6,1	8,5	11,0	15,4	19,9	25,7
360	3,4	4,7	6,1	8,6	11,1	14,3
720	1,9	2,6	3,4	4,8	6,2	8,0
1440	1,0	1,5	1,9	2,6	3,4	4,4

Tabla 7. Valores de intensidad de precipitación estimados según la Ecuación (13) para curvas IDF según el procedimiento generalizado.

d [minutos]	T [años]					
	2	5	10	25	50	100
5	193,5	261,7	306,7	363,7	406,0	448,0
15	75,9	102,6	120,3	142,7	159,3	175,7
30	41,9	56,7	66,5	78,9	88,0	97,1
60	23,2	31,3	36,7	43,5	48,6	53,6
90	16,4	22,1	25,9	30,8	34,3	37,9
180	9,0	12,2	14,3	17,0	18,9	20,9
360	5,0	6,7	7,9	9,4	10,5	11,5
720	2,7	3,7	4,4	5,2	5,8	6,4
1440	1,5	2,1	2,4	2,9	3,2	3,5

anteriormente expuestos, se puede afirmar que las estimaciones presentadas por Vidal y Cousillas sobreestiman parcialmente a los valores de intensidad, en relación con los propuestos según el enfoque de *Koutsoyiannis et al. (1998)* y el enfoque tradicional.

Parte del origen de las diferencias entre estimaciones puede atribuirse a la cantidad de datos disponibles, como principal limitante en la validez de los resultados. En el caso de *Vidal y Cousillas (1982)* la misma es inferior a la empleada en el presente trabajo. Las estimaciones para tiempos de retorno superiores a 30 años superan el límite de la información disponible para ambos casos debiendo ser consideradas como extrapolaciones a partir de la información disponible. También son extrapolaciones los resultados para valores de *d* menores a 30 minutos, o mayores 6 horas.

De los resultados obtenidos se puede destacar que la inclusión de la incertidumbre en las estimaciones permitió distinguir con claridad suficiente al enfoque propuesto por *Koutsoyiannis et al. (1998)* como el más adecuado para los datos analizados, ya que contiene a la mayoría de las estimaciones alternativas e

información histórica, y brinda información respecto a los límites aceptables para la aplicación de las estimaciones de intensidad de precipitación. En consecuencia, en este trabajo queda claro que el mencionado enfoque es el apto para ser considerado en futuros trabajos y cálculos derivados de la información pluviográfica, particularmente los desarrollados con fines de diseño hidráulico de obras civiles, donde se requiere de criterios concretos para la estimación de los límites de seguridad en su diseño y construcción.

Los resultados presentados permiten confirmar que la incertidumbre incorpora información a las estimaciones de las curvas IDF, aportando criterios adicionales para la correcta selección de los métodos de estimación y la evaluación de sus resultados.

Finalmente, puede afirmarse que el método de análisis conjunto propuesto por *Koutsoyiannis et al. (1998)* es más robusto en sus estimaciones que el enfoque tradicional, por analizar en conjunto a la información disponible, lo cual fue demostrado en la comparación de estos resultados con los históricos y los provenientes del enfoque tradicional.

Tabla 8. Intervalos de confianza para los valores estimados de curvas IDF según Ecuación (13). Límite inferior.

<i>d</i> [minutos]	<i>T</i> [años]					
	2	5	10	25	50	100
5	147,1	204,1	237,4	274,3	300,1	326,2
15	57,7	80,0	93,1	107,6	117,7	127,9
30	31,9	44,2	51,5	59,5	65,1	70,7
60	17,6	24,4	28,4	32,8	35,9	39,0
90	12,4	17,3	20,1	23,2	25,4	27,6
180	6,9	9,5	11,1	12,8	14,0	15,2
360	3,8	5,3	6,1	7,1	7,7	8,4
720	2,1	2,9	3,4	3,9	4,3	4,6
1440	1,2	1,6	1,9	2,2	2,4	2,6

Tabla 9. Intervalos de confianza para los valores estimados de curvas IDF según Ecuación (13). Límite superior.

<i>d</i> [minutos]	<i>T</i> [años]					
	2	5	10	25	50	100
5	225,9	340,1	417,1	509,9	574,5	635,8
15	88,6	133,4	163,6	200,0	225,4	249,4
30	49,0	73,7	90,4	110,5	124,5	137,8
60	27,0	40,7	49,9	61,0	68,8	76,1
90	19,1	28,8	35,3	43,1	48,6	53,8
180	10,5	15,9	19,5	23,8	26,8	29,7
360	5,8	8,8	10,7	13,1	14,8	16,4
720	3,2	4,8	5,9	7,2	8,2	9,0
1440	1,8	2,7	3,3	4,0	4,5	5,0

CONCLUSIONES

El presente trabajo expuso la validez de la aplicación de un procedimiento para calcular las curvas IDF para la localidad de Balcarce, que brindó un enfoque más consistente que el tradicionalmente empleado.

En este trabajo, la incertidumbre fue un factor clave para la selección del modelo final. Los límites de confianza fueron útiles para evaluar las diferencias entre las curvas IDF. La incertidumbre como criterio de selección permitió encontrar la mejor metodología de estimación. Los resultados permitieron identificar al enfoque conjunto como el más adecuado, ya que brinda información respecto a la incertidumbre asociada los mismos.

Se pudo corroborar, además, que la incertidumbre es un factor clave para la selección del modelo final de curva, demostrando la utilidad de los intervalos de confianza para evaluar las diferencias entre los distintos modelos.

El procesamiento conjunto permitió mejorar la estimación de las curvas IDF para la localidad de Balcarce, lo que

contribuirá a la toma de decisiones en futuros proyectos hidrológicos e hidráulicos.

En términos generales, puede afirmarse que el método de análisis conjunto es más robusto que el enfoque tradicional cuando la información disponible es reducida.

Finalmente, se recomienda el empleo del método de estimación conjunta de curvas IDF en trabajos con fines de diseño hidráulico de obras civiles, ya que aporta criterios para la estimación de los límites de seguridad en su diseño y construcción.

AGRADECIMIENTOS

A la Sra. Laura Malena, Observadora Meteorológica de la Estación Experimental Agropecuaria Balcarce, por la toma de datos, custodia y registro en formato digital.

Al Sr. Hernán Angelini, por proveer la figura de localización geográfica de la Estación Experimental Agropecuaria Balcarce.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

BEN-ZVI, A. 2009.

Rainfall intensity-duration-frequency relationships derived from large partial duration series. *Journal of Hydrology*, 367: 104-114.

BERTONI, J. C. 2004.

Rasgos físicos característicos de la Argentina. En: Bertoni, J. C. (Org.). *Inundaciones Urbanas en Argentina: 23-42. Global Water Partnership. Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.*

BEVEN, K., LEEDAL, D. Y ALCOCK, R. 2010.

Uncertainty and good practice in hydrological prediction. *Vatten*, 66: 159-163.

CHEN, C. I. 1983.

Rainfall intensity-duration-frequency formulas, *J. Hydraul. Eng.*, 109 (12): 1603-1621.

CHOW, V. T., MAIDMENT, D. Y MAYS, L. 1994.

Hidrología Aplicada. *McGraw-Hill Book Company, 1450 pp. Bogotá.*

DALLA SALDA, L.; SPALLETI, L.; POIRÉ, D.; DE BARRIO, D.; ECHEVESTE, H. Y BENILAGO, A. 2006.

Tandilia. INSUGEO. *Temas de Geología Argentina. Serie correlación Geológica I, 21: 17-46.*

DINGMAN, S. L. 2002.

Physical Hydrology. *Prentice hall. 646 pp. New Jersey.*

GÓMEZ CAFFARENA, C. 1988.

Hacia el conocimiento de la intensidad máxima absoluta de las precipitaciones atmosféricas. Una deducción más de la curva idf. Barcelona-Fabra. *Revista de Obras Públicas*, 135 (3269): 577-598.

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA AGROPECUARIA (INTA). 1989.

Mapa de Suelos de la Provincia de Buenos Aires. *Escala 1: 500.000. Secretaría de Agricultura, Ganadería y Pesca, 550 pp. Buenos Aires.*

KOUTSOYIANNIS, D.; KOZONIS, D. Y MANETAS, A. 1998.

A mathematical framework for studying rainfall intensity-duration-frequency relationships. *Journal of Hydrology* 206: 118-135.

Kozanis, S.; Christofides, A.; Mamassis, N.; Efstratiadis, A. y Koutsoyiannis, D. 2005.

Hydrognomon. A hydrological data management and processing software tool. *European Geosciences Union General Assembly, Geophysical Research Abstracts, Vol 7: 04644.*

- MAZA, J. A. Y BERTONI, J. 2004.
Evaluación final y recomendaciones.
En : Bertoni, J. C. (Org.) *Inundaciones Urbanas en Argentina: 235-248. Global Water Partnership. Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.*
- MONGOMERY, D. C.; RUNGER, G. C. 1996.
Probabilidad y Estadística Aplicada a la Ingeniería.
Mc Graw Hill. pp: 1006. New York.
- MOREYRA, A.; PURICELLI, M., MERCADER, A., REY, I. CÓRDOBA, J. Y MARSANS, N.
El acceso al agua de los agricultores familiares de la región pampeana: un análisis multidimensional.
Mundo Agrario, 12 (24). 2012. Disponible en <http://www.mundoagrario.unlp.edu.ar/article/view/v12n24a09>, último acceso 20 de septiembre de 2013.
- NASH, J. 2010.
"Directions for open source software over the next decade".
Futures vol. 42: 427-433.
- OVEREEM, A. ; BUSHAND, A. Y HOLLEMAN, I. 2008.
Rainfall depth-duration-frequency curves and their uncertainties.
Journal of Hydrology, 348: 124-134.
- PAPPENBERGER, F. Y BEVEN, K. J. 2006.
Ignorance is bliss: Or seven reasons not to use uncertainty analysis.
Water Resources Research, Vol. 42: W05302, doi:10.1029/2005WR004820.
- PURICELLI, M. Y MOREYRA, A. 2012.
Protocolo de Relevamiento de la Infraestructura Hídrica. Su aplicación en viviendas y emprendimientos agropecuarios Familiares de áreas periurbanas y rurales de la Región Pampeana.
Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria; 33pp. Buenos Aires.
- RUSSO, A.; FERELLO, R. Y CHEBLI, G. 1979.
Llanura Chaco Pampeana.
Segundo Simposio de Geología Regional Argentina, (1): 139-183.
- STEDINGER, J. R.; VOGEL, R. M. Y FOULFULA-GEORGIU, E. CHAPTER
18: Frequency analysis of Extreme Events.
Maidment, D. R. (Ed.). Handbook of Hydrology. Mc Graw Hill, 850 pp. New York.
- SUERO, E. E.; SANTA CRUZ, J. N.; SILVA BUSSO, A.; DELLA MAGGIORA, A. I.; YRIGROYEN, A. I., COSTA, J. L. Y GARDIOL, J. M. 2002.
"Caracterización de los recursos naturales en sistemas bajo riego del Sudeste Bonaerense".
Rev. Inv. Agrop. 30 (1): 71-90.
- VAN DE VYVER, H. Y DEMARÉE, G. R. 2010.
Construction of Intensity-Duration-Frequency (IDF) curves for precipitation at Lubumbashi, Congo, under the hypothesis of inadequate data.
Hydrological Sciences Journal, 55(4): 555 – 564.
- VÁZQUEZ, R.; REDAÑO, A. Y LORENTE, J. 1987.
Curvas IDF. Barcelona - Fabra.
Revista de Obras Públicas, 134 (3261): 91-102.
- VIDAL, N. A. Y COUSILLAS, C. F. 1982.
Análisis de las precipitaciones del sudeste bonaerense. I: Período de retorno esperado para lluvias máximas.
Editorial EUDEM; Universidad Nacional de Mar del Plata; pp: 41. Mar del Plata.



Importância do mapa de unidades básicas de compartimentação (UBCs) na elaboração de zoneamento (geo)ambiental analítico - Estudo de caso na bacia hidrográfica do rio do Monjolinho (São Carlos, SP-Brazil)

Importance of partitioned basic units (PBUs) map to prepare analytical (geo)environmental zoning - Case study in the basin of the Monjolinho river (São Sarlos, SP-Brazil)

Contri Campanelli, Leandro ¹ ✉ - Lorandi, Reinaldo ²

Recibido: 05 de mayo de 2013 • Aceptado: 28 de febrero de 2014

Resumen

Actualmente existe una tendencia de los planificadores consideraren la cuenca hidrográfica como unidad de planificación y gestión. Una herramienta que ha sido utilizada para apoyar la planificación de las cuencas hidrográficas es la zonificación geoambiental. Para la elaboración de la zonificación geoambiental, un documento cartográfico que se puede utilizar es el Mapa de Unidades Básicas de Compartimentación (UBCs), que subdivide la cuenca hidrográfica en unidades homogéneas - partes de la cuenca con características y propiedades geológico-geomorfológicas similares. En este contexto, el presente estudio tuvo como objetivo la elaboración del Mapa de UBCs para la cuenca hidrográfica del río do Monjolinho, en escala 1:50.000. Esta cuenca se extiende por aproximadamente 275 km², con la mayor parte de su área en el municipio de São Carlos y una pequeña área en el municipio vecino de Ibaté. Como resultado del estudio se obtuvo el Mapa de Unidades Básicas de Compartimentación (UBCs) de la cuenca hidrográfica del río do Monjolinho, en escala 1:50.000. En este mapa se encuentran representadas 20 unidades homogéneas, donde la unidad predominante es CS,FAD,P 1 a 2, que se caracteriza por la formación geológica de superficie Formación Adamantina, con relieve del tipo planicie, declives de 0 a 5%, perfiles de pendientes convexo-cóncavo y cóncavo y acuífero Bauru. Las unidades homogéneas representadas en el Mapa de UBCs obtenido pueden ser evaluadas a partir de componentes geotécnicos y los resultados de esta evaluación permiten la zonificación geoambiental de la cuenca en cuestión.

1. Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) / Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana

✉ leandrocontricampanelli@yahoo.com.br

Palabras clave: Cuenca hidrográfica; Zonificación geoambiental; Unidades Básicas de Compartimentación.

Resumo

Nos dias atuais verifica-se uma tendência de os planejadores considerarem a bacia hidrográfica como unidade de planejamento e gestão. Um instrumento que tem sido empregado para subsidiar o planejamento de bacias hidrográficas é o zoneamento (geo)ambiental. Para a elaboração do zoneamento (geo)ambiental, um documento cartográfico que pode ser utilizado é o Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs), o qual compartimenta a bacia hidrográfica em unidades homogêneas – porções da bacia com características e propriedades geológico-geomorfológicas semelhantes. Nesse contexto, o presente trabalho teve como objetivo a elaboração do Mapa de UBCs para a bacia hidrográfica do rio do Monjolinho, na escala de 1:50.000. Esta bacia apresenta área de 275 km², tendo a maior parte de sua área contida no município de São Carlos (SP) e uma pequena parcela no município de Ibaté (SP). Como resultado do trabalho obteve-se o Mapa de UBCs da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho, na escala de 1:50.000. Neste mapa encontram-se representadas 20 unidades homogêneas, sendo que a unidade predominante é a CS,FAD,P 1 a 2, a qual caracteriza-se pela formação geológica de superfície Formação Adamantina, forma de relevo do tipo planície, declividades de 0 a 5%, perfis de encostas convexo-côncavo e côncavo e aquífero Bauru. As unidades homogêneas representadas no Mapa de UBCs obtido podem ser avaliadas a partir de componentes geotécnicos e os resultados desta avaliação permitem o zoneamento (geo)ambiental analítico da bacia em questão.

Palavras-chave: *Bacia Hidrográfica; Zoneamento (Geo)ambiental; Unidades Básicas de Compartimentação.*

Abstract

There is currently a tendency for planners to consider basins as a planning and management unit. An instrument that has been used to assist in the planning of basins is (geo)environmental zoning. For the preparation of (geo)environmental zoning, a cartographic document that can be used are Partitioned Basic Units (PBUs) Maps, which compartmentalizes the basin into homogeneous units – portions of the basin with similar geological-geomorphological characteristics and properties. Within this context, the objective of the present work is preparing the PBUs map for the basin of the Monjolinho River, in the scale of 1:50,000. The area of the basin covers 275 km², with most of its area contained in the municipality of São Carlos (SP-Brazil), and a small portion in the municipality of Ibaté (SP). The study provided the PBUs map of the Monjolinho River basin in the scale of 1:50,000. In this map there are 20 homogeneous units, and the predominant unit is the CS,FAD,P 1 to 2, which is characterized by the geological surface formation Adamantina Formation, flat ground relief form, slopes from 0 to 5%, convex-concave and concave slope profiles and Bauru aquifer. The homogeneous units represented in the PBUs Map can be evaluated by geotechnical components and the results of this evaluation enable analytical (geo)environmental zoning of the basin in question.

Keywords: *Basin; (Geo)environmental Zoning; Partitioned Basic Units.*

INTRODUÇÃO

Atualmente verifica-se uma tendência de os planejadores e gestores adotarem a bacia hidrográfica como unidade de estudo, planejamento e gestão.

“A bacia hidrográfica corresponde a uma unidade física e bio-geofisiográfica com fronteiras delimitadas e que pode estender-se por várias escalas espaciais - desde pequenas bacias hidrográficas de 10, 20, 200 km² até grandes bacias hidrográficas, como, por exemplo, a bacia do rio da Prata, com 3.000.000 km²” (IIEGA, 2009).

De maneira geral, as bacias hidrográficas estão submetidas a uma grande variedade de impactos ambientais, como, por exemplo, incidência de processos erosivos (sulcos, ravinas e voçorocas), assoreamento de canais de drenagem, disposição final inadequada de resíduos sólidos diversificados, poluição e contaminação de corpos d'água continentais (rios, lagos, represas e reservatórios) e de aquíferos, exposição do solo e remobilização de materiais inconsolidados, remoção de matas ciliares, de áreas alagadas e de várzeas, os quais, muitas vezes, são decorrentes do crescimento desordenado das cidades, principalmente em áreas periféricas.

Um instrumento que tem sido empregado para subsidiar o planejamento ambiental de bacias e microbacias hidrográficas, principalmente no que diz respeito à ocupação urbana, é o zoneamento (geo)ambiental.

Esse instrumento corresponde à compartimentação do território em zonas, com base na avaliação dos atributos do meio físico mais relevantes e de suas dinâmicas.

Quando se pretende elaborar o zoneamento (geo)ambiental de uma bacia hidrográfica, com o intuito de auxiliar a atuação de gestores e planejadores nos processos de produção do espaço, um documento cartográfico que pode ser utilizado é o Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs).

O Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs) é produto da sobreposição e da análise integrada, utilizando *software* de Sistema de Informação Geográfica (SIG), de informações diversificadas referentes ao meio físico da bacia hidrográfica – ex.: formações geológicas de superfície, unidades aquíferas, declividades, formas de relevo e perfis de encostas. Este documento cartográfico divide o território da bacia em unidades homogêneas, ou seja, porções da bacia com características e propriedades geológico-geomorfológicas semelhantes.

No zoneamento (geo)ambiental de uma bacia hidrográfica, com foco na aptidão ao processo de ocupação urbana, as unidades homogêneas representadas no Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs) podem ser avaliadas com relação à sua aptidão para o processo de ocupação urbana e considerando-se alguns componentes geotécnicos e características dos terrenos que constituem fatores básicos para a análise e seleção das UBCs. Os resultados desta avaliação das UBCs permitem, portanto, compartimentar a área da bacia hidrográfica em porções favoráveis, propícias, pouco favoráveis e impróprias ao processo de ocupação urbana.

OBJETIVO

O trabalho teve como objetivo a elaboração do Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs) para a bacia hidrográfica do rio do Monjolinho (Brasil, São Paulo, São Carlos), o qual poderá auxiliar outros trabalhos da área de planejamento ambiental e do meio físico, como o de *Campanelli (2012)*, relacionados à elaboração da Carta de Zoneamento (Geo)ambiental Analítico da bacia em questão.

CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

“A bacia hidrográfica do rio do Monjolinho estende-se por área de aproximadamente 275 km², tendo a maior parte de sua área contida no município de São Carlos e uma pequena parcela correspondendo ao município vizinho de Ibaté, no Estado de São Paulo” (*Espíndola, 2000*). Figura 1.

Essa bacia hidrográfica tem como principal característica o desenvolvimento urbano de São Carlos e todos os impactos socioambientais decorrentes deste processo, muitos dos quais com reflexos diretos sobre o meio físico (ex.: incidência de processos erosivos, desestabilização de taludes laterais, assoreamento de canais de drenagem, etc.) e sobre a qualidade da água dos ecossistemas aquáticos pertencentes à bacia (ex.: degradação da qualidade da água, em função da lixiviação de poluentes e de contaminantes).

A sub-bacia hidrográfica do rio do Monjolinho integra a bacia hidrográfica do rio Jacaré-Guaçu, sendo este um dos afluentes da margem direita do rio Tietê, o qual recebe este afluente no reservatório de Ibitinga (um dos sistemas que pertence ao complexo de reservatórios construídos em cascata no rio Tietê).

Levando-se em consideração a divisão do Estado de São Paulo em Unidades de Gerenciamento de Recursos Hídricos (UGRHs), com base nas principais bacias hidrográficas do Estado, a bacia hidrográfica do rio do Monjolinho está inserida na Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos 13 (UGRHI 13), a qual corresponde à bacia hidrográfica do Tietê-Jacaré.

“O rio do Monjolinho, principal córrego da bacia em questão, possui extensão de aproximadamente 43,25 km e nasce no Planalto de São Carlos, a leste do município, na cota de 900 metros, percorrendo o sentido leste-oeste, dando origem a uma ampla planície de inundação” (*Espíndola, 2000*). Ao longo do perímetro urbano de São Carlos, o rio do Monjolinho apresenta trechos

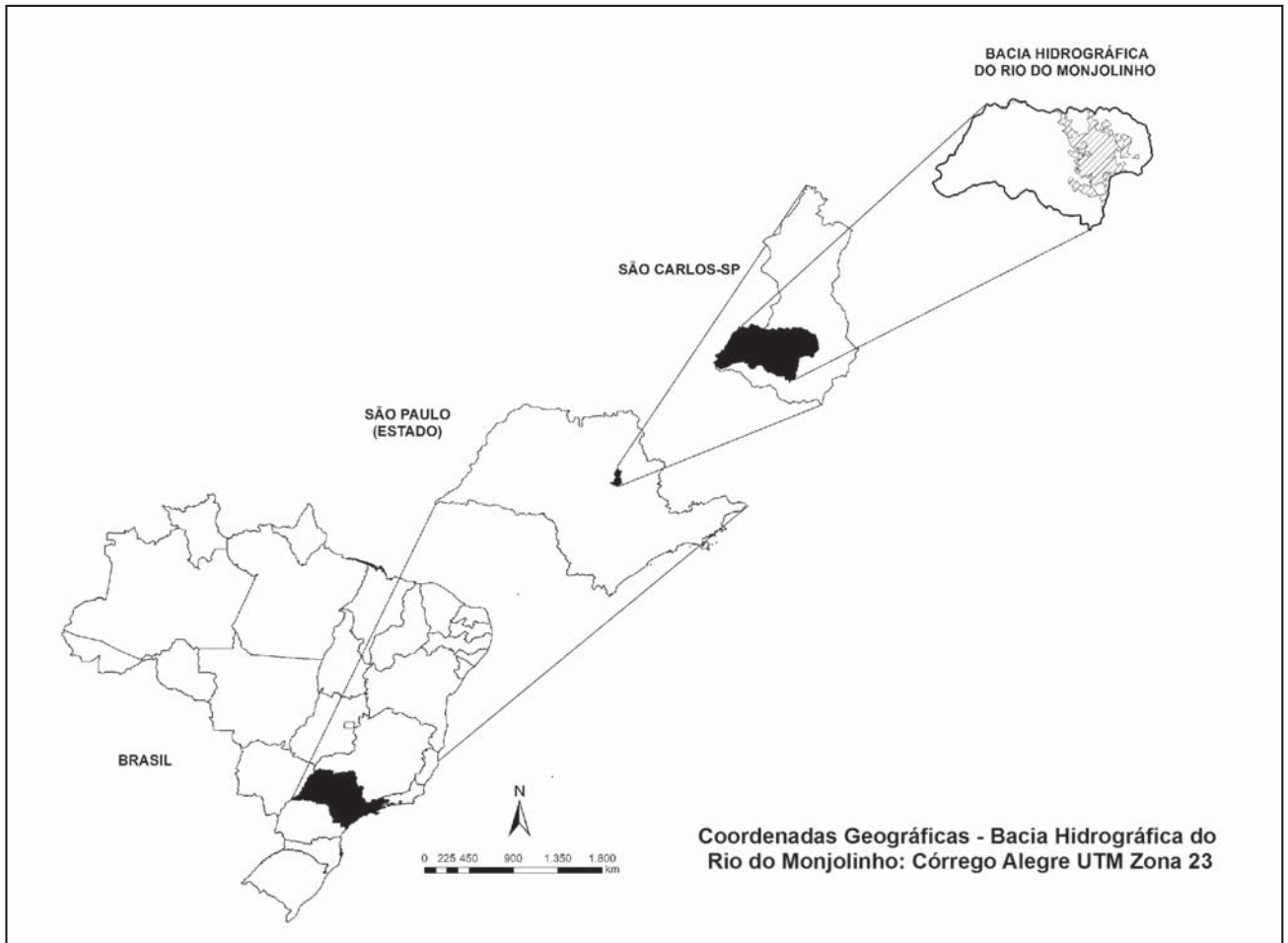


Figura 1. Localização da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho. Fonte: Campanelli (2012).

canalizados e recebe contribuições de diversos tributários, como os córregos Santa Maria Madalena, Tijuco Preto, do Mineirinho e do Gregório e também de águas residuárias – esgotos domésticos e efluentes provenientes de atividades industriais. Fora do perímetro urbano de São Carlos, o rio do Monjolinho recebe contribuições de outros tributários, como os córregos da Água Quente, da Água Fria, do Cancã, da Serra e do Palmital.

“No que diz respeito às características climáticas da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho, o clima regional classifica-se, segundo sistemática de Köppen, como Cwb, com duas estações climáticas bem definidas: uma seca (de abril a setembro) e outra chuvosa (de dezembro a fevereiro). As médias anuais de precipitação variam entre 1200 e 1500 mm e os ventos frequentes são os de noroeste (30% do ano) e sudoeste (20% do ano), com velocidade média entre 3,5 e 4 m/s” (Espíndola, 2000).

“Em relação ao relevo, a bacia hidrográfica do rio do Monjolinho caracteriza-se por uma variedade de formas. As formas de relevo características da bacia em questão são: Relevo Colinoso e Relevo Escarpado. Formas de relevo menos expressivas e que também são verificadas na bacia são: Planícies Aluviais e Testemunhos” (Sé, 1992 apud Maciel, 2000).

Com relação à geologia, pode-se afirmar que as formações geológicas de superfície predominantes ao longo da bacia hidrográfica em questão são: Formação Serra Geral e Formação Botucatu, pertencentes ao Grupo São Bento, Formação Adamantina, relativa ao Grupo Bauru, e Formação Pirambóia. Nesta bacia hidrográfica também há ocorrência de Suítes Básicas e de Depósitos Recentes do Quaternário.

“Em relação às unidades aquíferas, os tipos de aquíferos fraturados que podem ser encontrados na bacia são: Aquífero Serra Geral e Aquífero Fraturado, os quais caracterizam-se por apresentarem porosidade de fraturas. Os tipos de aquíferos sedimentares que, por sua vez, também podem ser encontrados são: Aquífero Bauru, Aquífero Aluvionar e Aquífero Guarani, os quais caracterizam-se por apresentarem porosidade intergranular” (Campanelli y Lorandi, 2012).

“Os tipos de solos presentes ao longo da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho são: Latossolos, com destaque para o Latossolo Vermelho-Amarelo, Latossolo Vermelho-Escuro e Latossolo Roxo; Areias Quartzosas Profundas; Solos Litólicos; Solos Hidromórficos; Terra Roxa Estruturada” (Souza, Santos y Palhares, 2000).

“As formações vegetacionais de ocorrência na bacia hidrográfica do rio do Monjolinho são: Floresta Estacional Semidecidual Submontana (mata); Floresta Estacional Semidecidual Aluvial (mata ciliar); Savana Florestada (Cerradão); Savana Arborizada (Cerrado); Capoeiras (áreas em processo de sucessão ecológica e que se caracterizam por vegetação secundária composta por gramíneas e arbustos esparsos)” (Silva, Abdon y Paranaguá, 2000).

Ao longo da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho também pode-se verificar alguns fragmentos reflorestados com espécies exóticas de Pinus e Eucalyptus e extensas áreas de pastagem e de cultivo de cana de açúcar que reduziram significativamente as áreas de vegetação nativa.

MATERIAIS E MÉTODOS - ELABORAÇÃO DO MAPA DE UBCs

A delimitação da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho e a vetorização da rede hidrográfica (rio do Monjolinho e todos os seus tributários), das curvas de nível e dos pontos cotados foram efetuadas a partir da articulação de quatro cartas topográficas do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

(IBGE) na escala de 1:50.000 - folhas de São Carlos (SF-23-Y-A-I-1), Ibaté (SF-23-V-C-IV-3), Araraquara (SF-22-X-D-VI-4) e Ribeirão Bonito (SF-22-Z-B-III-2) (Brasil - IBGE, 1971) - no software de Sistema de Informação Geográfica (SIG) ArcGis 9.3 e considerando-se o sistema de coordenadas geográficas “Córrego Alegre UTM Zona 23”.

A vetorização da área urbana do município de São Carlos (SP) e de parte do município de Ibaté (SP) foi efetuada a partir de imagem de satélite atualizada (data: 18/08/2011) proveniente do satélite Landsat 5 do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE).

Para a geração do Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs) da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho foi necessário, inicialmente, a geração de três documentos cartográficos básicos, utilizando-se o software de Sistema de Informação Geográfica (SIG) ArcGis 9.3. São eles: Carta de Declividades, Mapa de Formações Geológicas de Superfície e Mapa de Unidades Aquíferas.

A Carta de Declividades (Figura 2) foi gerada a partir dos vetores das curvas de nível, da rede hidrográfica (rio do Monjolinho e todos os seus tributários) e dos pontos cotados pertencentes à bacia. Foram necessários também os valores das cotas topográficas associados às curvas de nível e aos pontos cotados.

O Mapa de Formações Geológicas de Superfície (Figura 3) foi elaborado a partir dos seguintes mapeamentos geológico-geotécnicos que englobam a área de estudo: Mapa de Substrato Rochoso desenvolvido por Muro (2000) para o município de São Carlos; Mapa Geológico da Região de São Carlos elaborado por Zuquette (1981); Mapeamento Geológico-geotécnico da Folha de Ribeirão Bonito (Zuquette, sem/data); Mapa Fotogeológico da Região de São Carlos elaborado por Fiori, Gama Jr. y Caetano (1976), na escala de 1:100.000.

O Mapa de Unidades Aquíferas (Figura 4) foi, por sua vez, elaborado a partir da reclassificação do Mapa de Formações Geológicas de Superfície, atribuindo-se a cada uma das formações geológicas de superfície de ocorrência na bacia, sua unidade aquífera específica. Esta reclassificação foi efetuada utilizando-se o software de Sistema de Informação Geográfica (SIG) ArcGis 9.3.

Dando sequência na elaboração do Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs) e tendo sido produzidos as cartas e os mapas básicos citados anteriormente, faz-se necessário ressaltar que este documento cartográfico fundamenta-se na compartimentação do território da bacia hidrográfica em unidades homogêneas, ou seja, porções da bacia com características e propriedades geológico-geomorfológicas semelhantes.

A obtenção das unidades homogêneas ocorre com base na abordagem fisiográfica, seguindo-se os conceitos relacionados à avaliação integrada dos elementos morfoambientais.

Na abordagem fisiográfica, também chamada de abordagem de paisagem, os elementos que integram o terreno são identificados e analisados de maneira integrada, geralmente a partir de Sistemas de Classificação de Terrenos.

Diante disso, os níveis taxonômicos utilizados para a elaboração desse documento cartográfico para a bacia hidrográfica do rio do Monjolinho e as respectivas condições morfoambientais foram:

- Províncias - referem-se às diferenças fisiográficas de natureza tectônica em nível regional.
- Zonas - correspondem às variações litoestruturais.

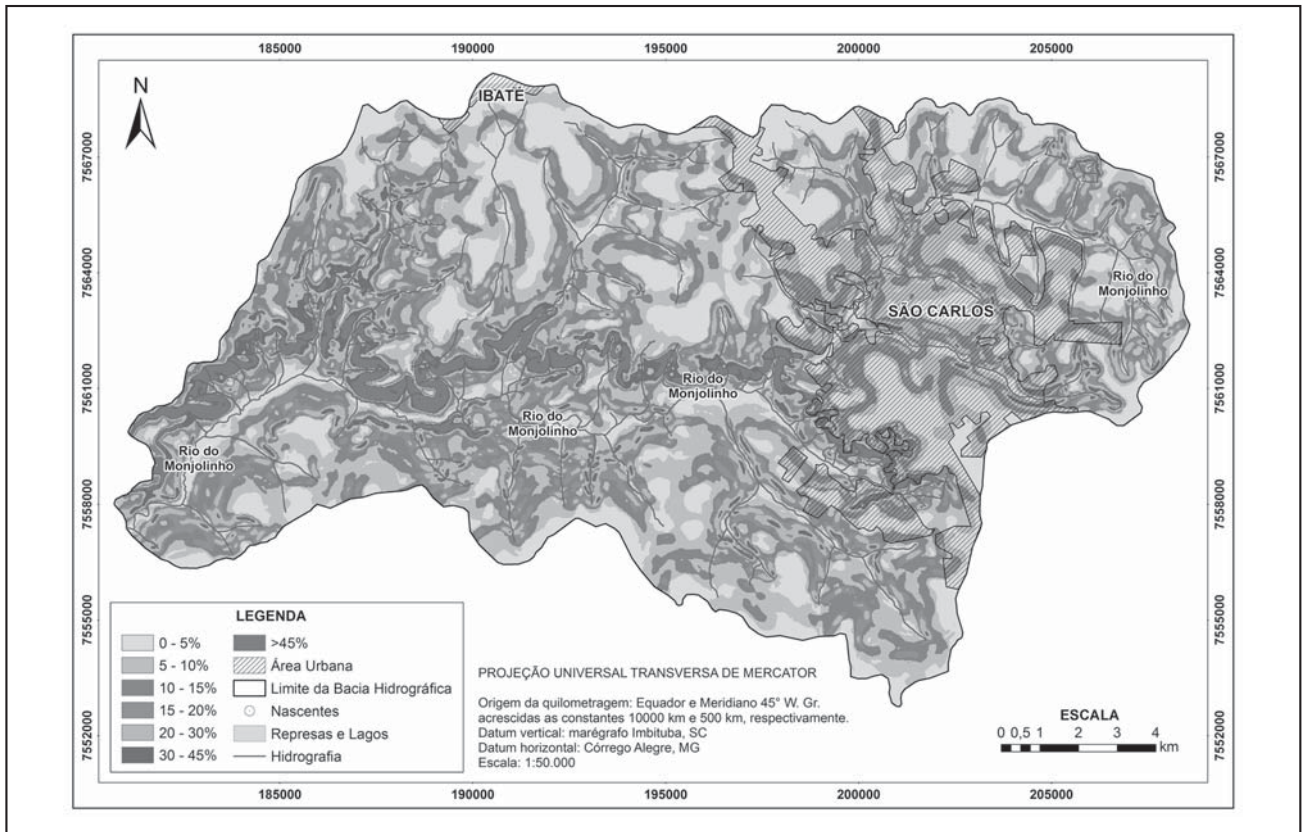


Figura 2. Carta de Declividades da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho (Brasil, São Paulo, São Carlos), na escala de 1:50.000. Fonte: Campanelli y Lorandi (2012).

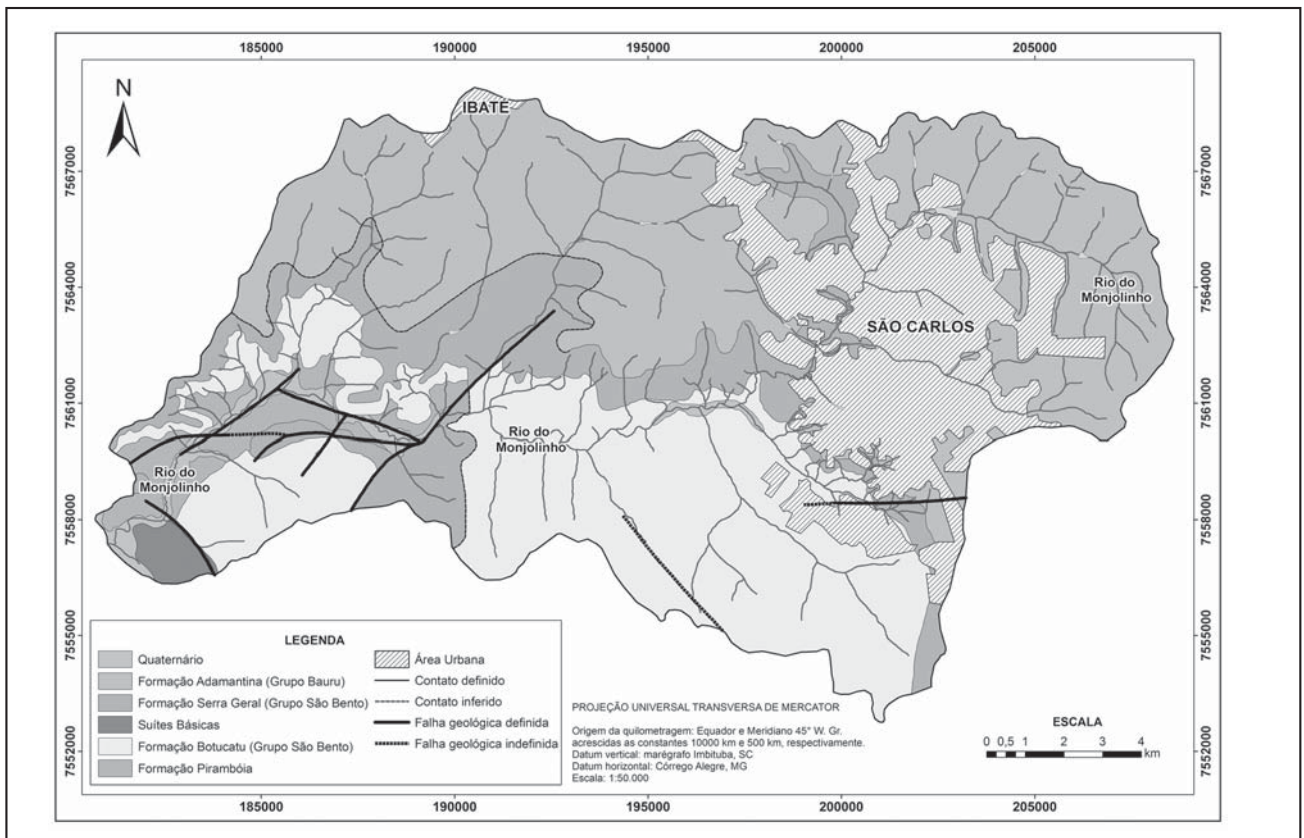


Figura 3. Mapa de Formações Geológicas de Superfície da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho (Brasil, São Paulo, São Carlos), na escala de 1:50.000. Fonte: Campanelli y Lorandi (2012).

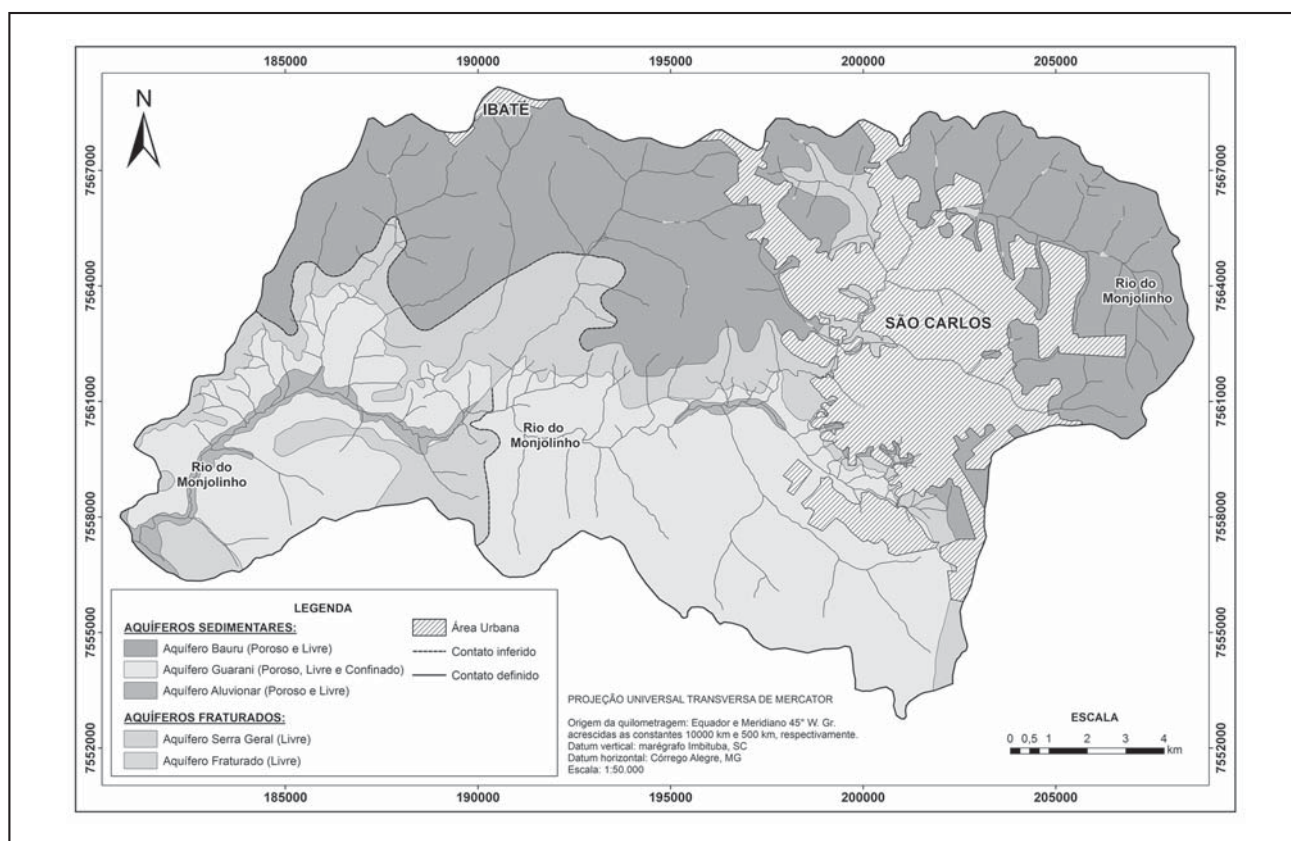


Figura 4. Mapa de Unidades Aquíferas da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho (Brasil, São Paulo, São Carlos), na escala de 1:50.000. Fonte: Campanelli y Lorandi (2012).

- Sub-zonas - consideram as diferenças em termos de formas de relevo.
- Unidades - consideram as variações relativas a associações específicas de rochas, aquíferos e formas ou elementos de relevo.

Para a elaboração do Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs) também se fez necessário a geração do modelo tridimensional da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho, o qual auxiliou a etapa posterior de determinação dos perfis de encostas presentes ao longo da bacia. Este modelo tridimensional foi elaborado utilizando-se o *software* ArcScene, o Modelo Numérico do Terreno (MNT), as curvas de nível e respectivas cotas topográficas, a rede hidrográfica da bacia e a imagem de satélite (data: 18/08/2011) proveniente do satélite Landsat 5 do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE).

Após a geração do modelo tridimensional da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho, efetuou-se a reclassificação da Carta de Declividades, utilizando-se o *software* ArcGIS 9.3. Esta reclassificação deu origem à Carta de Formas de Relevo e foi elaborada conforme as principais feições geomorfológicas descritas em propostas metodológicas do IBGE (1995).

Sendo assim, a bacia hidrográfica do rio do Monjolinho foi compartimentada nas seguintes formas de relevo:

- Planícies - caracterizam-se pela predominância de amplitudes entre 40 e 60 metros e declividades inferiores a 5%.

- Colinas - caracterizam-se pela predominância de amplitudes da ordem de 40 metros, que podem atingir 80 metros, e faixa de declividades de 5 a 20%.
- Morrotes - caracterizam-se por amplitudes que variam entre 60 e 120 metros e por declividades que variam entre 20 e 30%.
- Morros Altos - caracterizam-se por amplitudes que podem chegar a 200 metros e faixa de declividades de 30 a 45%.
- Cuestas - possuem amplitudes que variam entre 200 e 300 metros e declividades maiores que 45%.

A próxima etapa desenvolvida visando a elaboração do Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs) consistiu na realização de duas saídas de campo, com o intuito de se verificar os perfis de encostas existentes ao longo de toda a extensão da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho. Esta verificação dos perfis de encostas foi efetuada com base na classificação proposta por Vedovello (2000): convexo, convexo-côncavo, côncavo e convexo-retilíneo-côncavo.

As informações coletadas em campo, a observação do comportamento das curvas de nível pertencentes à bacia e a análise do modelo tridimensional elaborado anteriormente possibilitaram a reprodução no *software* ArcGIS 9.3, por meio de polígonos e classificação utilizando tabela de atributos, dos perfis de encostas que são verificados ao longo da bacia em questão.

Por último, com o intuito de efetuar a compartimentação da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho em unidades homogêneas, as informações contidas na Carta de Declividades,

Mapa de Formações Geológicas de Superfície e Mapa de Unidades Aquíferas, juntamente com as informações referentes às formas de relevo e perfis de encostas, também reproduzidas na forma de documentos cartográficos básicos, foram agrupadas no *software* de Sistema de Informação Geográfica (SIG) ArcGis 9.3 em um único *layer* e tabela de atributos.

A integração de todas essas informações em uma única tabela de atributos e a posterior intersecção das mesmas deu origem às unidades homogêneas e ao Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs) da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho.

RESULTADOS

Como resultado do trabalho obteve-se o Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs) da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho, na escala de 1:50.000 (Figura 5). Este documento cartográfico corresponde a uma representação em superfície plana do processo de compartimentação da bacia em questão em unidades homogêneas, ou seja, porções da bacia com características e propriedades geológico-geomorfológicas semelhantes.

Foram obtidas 20 unidades básicas de compartimentação (UBCs), as quais encontram-se dispostas na Tabela 1. Cada UBC se apresenta como o conjunto de características que se refere à Província, Zona e Sub-zona, que finalmente dá origem à

sigla da UBC, acompanhada por um número relacionado às características dos perfis de encostas que podem ser encontrados nestas unidades.

A análise do Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs) permitiu constatar que a unidade homogênea predominante na área de estudo é a CS,FAD,P 1 a 2. Esta unidade é composta pela formação geológica de superfície Formação Adamantina (Grupo Bauru), forma de relevo do tipo planície, declividades de 0 a 5%, perfis de encostas convexo-côncavo e côncavo e aquífero Bauru (sedimentar, poroso e livre).

A segunda unidade homogênea predominante na área de estudo é a J,FBOT,C 1 a 3. Esta unidade é composta pela formação geológica de superfície Formação Botucatu (Grupo São Bento), forma de relevo do tipo colina, declividades de 5 a 20%, perfis de encostas convexo-côncavo, côncavo e convexo-retilíneo-côncavo e aquífero Guarani (sedimentar, poroso, livre e confinado).

A terceira unidade homogênea predominante na área de estudo é a J,FBOT,P 1 a 3. Esta unidade é composta pela formação geológica de superfície Formação Botucatu (Grupo São Bento), forma de relevo do tipo planície, declividades de 0 a 5%, perfis de encostas convexo-côncavo, côncavo e convexo-retilíneo-côncavo e aquífero Guarani (sedimentar, poroso, livre e confinado).

Tabela 1. Síntese dos compartimentos obtidos (UBCs) para a bacia hidrográfica do rio do Monjolinho. Fonte: Campanelli (2012).

PROVÍNCIA	ZONA	SUB-ZONA	UBC	PERFIL DE ENCOSTA
Quaternário (Q)	Depósitos Recentes do Quaternário (QUAT)	Planície (P)	Q,QUAT,P	Convexo-côncavo
Cretáceo Superior (CS) Grupo Bauru (FAD)	Formação Adamantina -	Planície (P) Colina (C) Morrote (M) Morro Alto (MA)	CS,FAD,P 1 a 2 CS,FAD,C 1 a 3 CS,FAD,M 1 a 2 CS,FAD,MA 1 a 2	Convexo-côncavo (1); Côncavo (2); Convexo-retilíneo-côncavo (3)
Juro-Cretáceo (JCR)	Formação Serra Geral - Grupo São Bento (FSG)	Planície (P) Colina (C) Morrote (M) Morro Alto (MA)	JCR,FSG,P 1 a 4 JCR,FSG,C 1 a 3 JCR,FSG,M 1 a 4 JCR,FSG,MA 1 a 2	Convexo-côncavo (1); Côncavo (2); Convexo-retilíneo-côncavo (3); Convexo (4)
	Suítes Básicas (SB)	Planície (P) Colina (C)	JCR,SB,P JCR,SB,C	Convexo-côncavo
Jurássico (J)	Formação Botucatu - Grupo São Bento (FBOT)	Planície (P) Colina (C) Morrote (M)	J,FBOT,P 1 a 3 J,FBOT,C 1 a 3 J,FBOT,M 1 a 3	Convexo-côncavo (1); Côncavo (2); Convexo-retilíneo-côncavo (3)
		Morro Alto (MA)	J,FBOT,MA 1 a 2	Côncavo-côncavo (1); Convexo-retilíneo-côncavo (2)
		Cuesta (CT)	J,FBOT,CT	Convexo-retilíneo-côncavo
Jurássico (J)	Formação Botucatu - Grupo São Bento (FBOT)	Planície (P)	TJ,FPIR,P 1 a 2	Convexo-côncavo (1); Convexo-retilíneo-côncavo (2)
		Colina (C) Morrote (M) Morro Alto (MA)	TJ,FPIR,C 1 a 3 TJ,FPIR,M 1 a 3 TJ,FPIR,MA 1 a 2	Convexo-côncavo (1); Convexo-retilíneo-côncavo (2); Convexo (3)

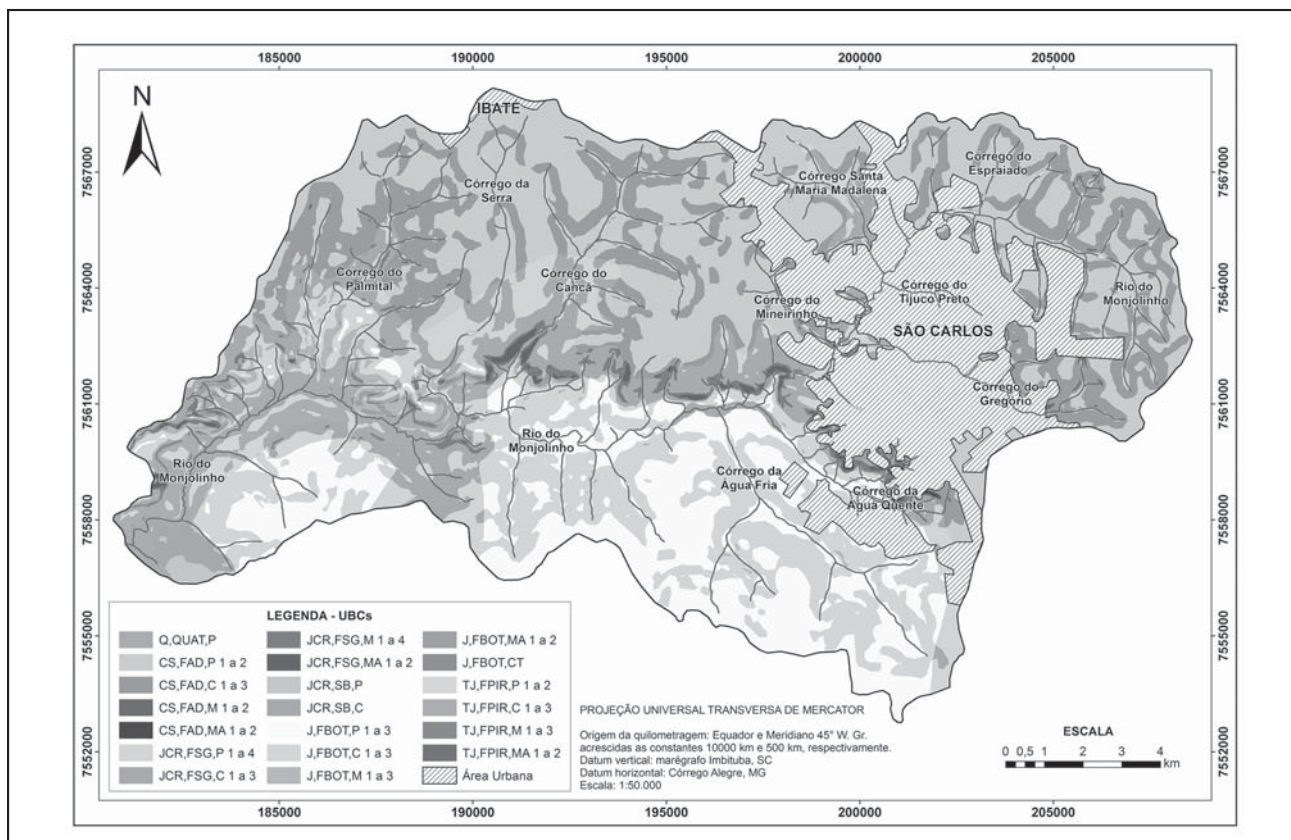


Figura 5. Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho (Brasil, São Paulo, São Carlos), na escala de 1:50.000. Fonte: Campanelli y Lorandi (2012).

A quarta unidade homogênea predominante na área de estudo é a CS,FAD,C 1 a 3. Esta unidade homogênea é, por sua vez, composta pela formação geológica de superfície Formação Adamantina (Grupo Bauru), forma de relevo do tipo colina, declividades de 5 a 20%, perfis de encostas convexo-côncavo, côncavo e convexo-retilíneo-côncavo e aquífero Bauru (sedimentar, poroso e livre).

A análise do Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação também permitiu visualizar que as três unidades homogêneas menos predominantes na bacia hidrográfica do rio do Monjolinho são: TJ,FPIR,MA 1 a 2; CS,FAD,MA 1 a 2; J,FBOT,CT.

A unidade homogênea TJ,FPIR,MA 1 a 2 é composta pela formação geológica de superfície Formação Pirambóia, forma de relevo do tipo morro alto, declividades de 30 a 45%, perfis de encostas convexo-côncavo e convexo-retilíneo-côncavo e aquífero Guarani (sedimentar, poroso, livre e confinado).

A unidade homogênea CS,FAD,MA 1 a 2 é composta pela formação geológica de superfície Formação Adamantina (Grupo Bauru), forma de relevo do tipo morro alto, declividades de 30 a 45%, perfis de encostas convexo-côncavo e côncavo e aquífero Bauru (sedimentar, poroso e livre).

A unidade homogênea J,FBOT,CT é, por sua vez, composta pela formação geológica de superfície Formação Botucatu (Grupo São Bento), forma de relevo do tipo cuesta, declividade maior que 45%, perfil de encosta convexo-retilíneo-côncavo e aquífero Guarani (sedimentar, poroso, livre e confinado).

DISCUSSÃO

O Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho é produto da sobreposição e da análise integrada das seguintes informações geológico-geomorfológicas da bacia: declividades, formações geológicas de superfície, unidades aquíferas, formas de relevo e perfis de encostas.

Deve-se ressaltar que nessa sobreposição e análise integrada, não foi utilizado o Mapa de Águas Subterrâneas do Estado de São Paulo, pois a escala deste documento cartográfico é diferente da escala utilizada neste trabalho e também pelo fato de que a análise realizada fundamentou-se, principalmente, na geologia de superfície.

A inclusão da avaliação de componentes geotécnicos para cada uma das 20 unidades básicas de compartimentação (UBCs) obtidas permite o zoneamento (geo)ambiental analítico da bacia em questão. Um trabalho de zoneamento (geo)ambiental que incluiu esta avaliação geotécnica das UBCs para a bacia hidrográfica do rio do Monjolinho foi o de Campanelli (2012).

A Carta de Zoneamento (Geo)ambiental Analítico elaborada por Campanelli (2012), utilizando o Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs), teve como propósito indicar as potencialidades da bacia, do ponto de vista geológico-geotécnico (considerando aspectos inerentes ao meio físico), no que diz respeito ao processo de ocupação urbana, com destaque para a implantação de infraestrutura urbana (ex.: edificações, arruamento, rede de abastecimento de água potável, rede coletora de esgotos sanitários, sistema de drenagem de águas

pluviais, etc.), minimizando impactos ambientais e riscos geotécnicos.

Nesse contexto, as unidades homogêneas representadas no Mapa de Unidades Básicas de Compartimentação (UBCs) da bacia do Monjolinho foram avaliadas individualmente com relação à sua aptidão para o processo de ocupação urbana e considerando alguns critérios geotécnicos.

A proposta metodológica de *Vedovello (2000)* leva em consideração cinco componentes geotécnicos e características dos terrenos que constituem fatores básicos para a avaliação das unidades básicas de compartimentação (UBCs) e, consequentemente, para a produção da Carta de Zoneamento (Geo)ambiental Analítico. São eles:

- Alterabilidade.
- Declividade.
- Espessura do manto de alteração.
- Permeabilidade.
- Tipo de material do manto de alteração.

Os resultados obtidos da avaliação das unidades básicas de compartimentação (UBCs) a partir dos componentes geotécnicos e características dos terrenos citados anteriormente permitiram enquadrar as unidades homogêneas da bacia do Monjolinho nas seguintes classes de aptidão ao processo de ocupação urbana:

- Áreas favoráveis.
- Áreas propícias.
- Áreas pouco favoráveis.
- Áreas impróprias.

Nesse trabalho desenvolvido por *Campanelli (2012)*, o enquadramento das unidades homogêneas nas quatro classes citadas de aptidão ao processo de ocupação urbana deu origem, por fim, à Carta de Zoneamento (Geo)ambiental Analítico da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho.

Levando-se em consideração os resultados do zoneamento (geo)ambiental, pode-se afirmar que “na bacia hidrográfica do rio do Monjolinho não foram identificadas áreas favoráveis ao processo de ocupação urbana e as porcentagens referentes às outras classes de aptidão ao processo de ocupação urbana em relação à área total da bacia são: áreas propícias (61%), áreas pouco favoráveis (14%) e áreas impróprias (7%)” (*Campanelli, 2012*). Figura 6.

Portanto, a Carta de Zoneamento (Geo)ambiental Analítico da bacia do Monjolinho, produzida a partir do Mapa de UBCs, poderá ser utilizado por gestores e planejadores, em consonância com outras ferramentas e instrumentos do planejamento (ex.: planos diretores municipais, etc.), no planejamento da ocupação urbana na bacia, minimizando impactos ambientais.

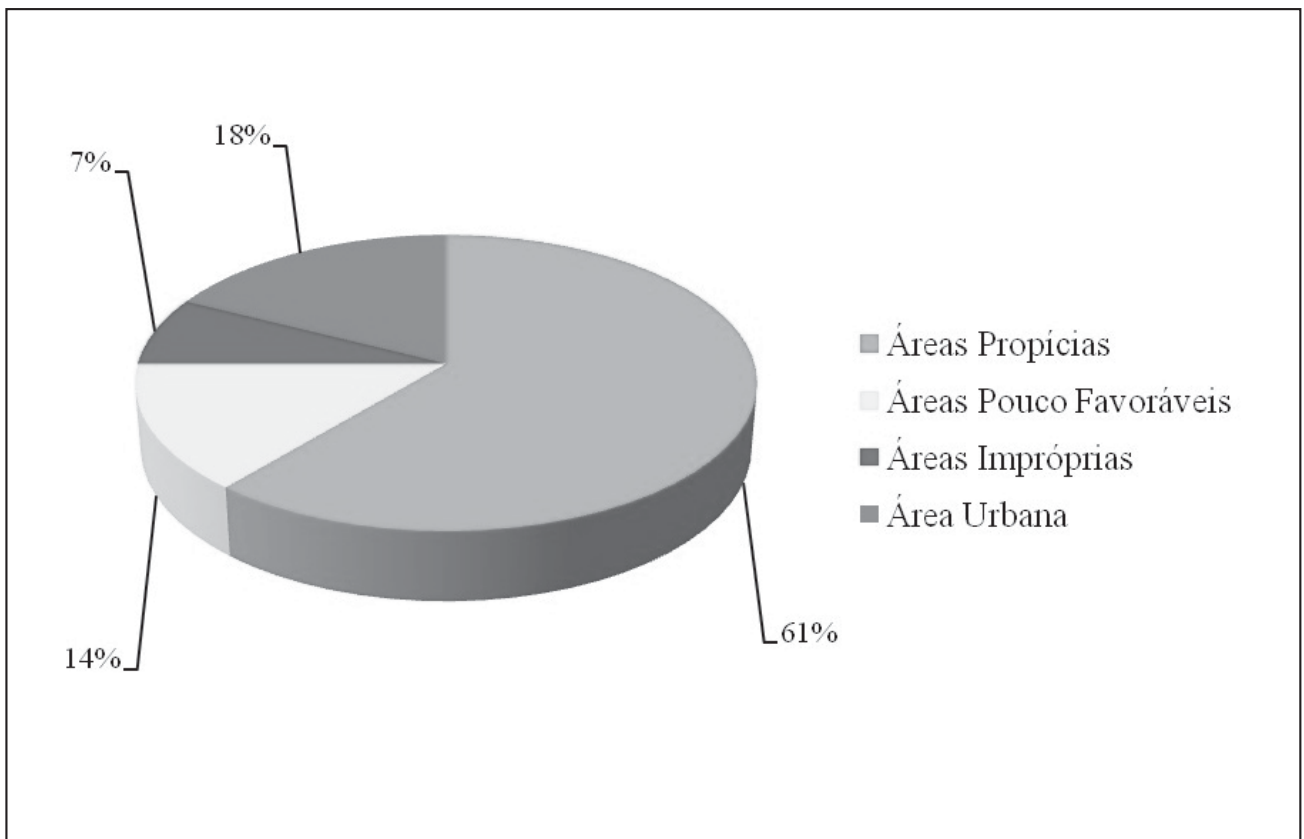


Figura 6. Gráfico representativo das porcentagens referentes a cada uma das classes de aptidão ao processo de ocupação urbana que são verificadas ao longo de toda a extensão da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho a partir do zoneamento (geo)ambiental analítico. Fonte: *Campanelli (2012)*.

TRABAJOS CITADOS NO TEXTO

- BRASIL. INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 1971.
Cartas topográficas.
Folhas SF-23-Y-A-I-1, SF-23-V-C-IV-3, SF-22-X-D-VI-4 e SF-22-Z-B-III-2. 1ª edição. Escala: 1.50.000.
- CAMPANELLI, L. C., 2012.
Zoneamento (geo)ambiental analítico da bacia hidrográfica do rio do Monjolinho - São Carlos (SP).
Dissertação (Mestrado - Engenharia Urbana) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.
- CAMPANELLI, L. C. Y LORANDI, R., 2012.
Importância da carta de unidades aquíferas para a elaboração de zoneamento (geo)ambiental - estudo de caso na bacia hidrográfica do rio do Monjolinho (Brasil, São Paulo, São Carlos).
In: Revista de Geologia Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente, n. 29, p. 83-90.
- ESPÍNDOLA, E. L. G.
O rio do Monjolinho: um estudo de caso.
In: ESPÍNDOLA, E. L. G.; SILVA, J. S. V.; MARINELLI, C. E. y ABDON, M. M., 2000. A bacia hidrográfica do rio do Monjolinho. São Carlos: Ed. Rima.
- FIORI, A. P.; GAMA JR., E. Y CAETANO, M. R., 1976.
Mapa fotogeológico da região de São Carlos.
Escala 1:100.000.
- IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 1995.
Manual técnico de geomorfologia.
Rio de Janeiro: IBGE.
- INSTITUTO INTERNACIONAL DE ECOLOGIA E GERENCIAMENTO AMBIENTAL - IIEGA, 2009.
Manual de gerenciamento de bacias hidrográficas.
São Carlos: Ed. Cubo.
- MURO, M. D., 2000.
Carta de zoneamento para seleção de áreas frente à instalação de aterros sanitários no município de São Carlos - SP.
Dissertação (Mestrado-Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- MACIEL, G. DE C.
Geologia e geomorfologia.
In: ESPÍNDOLA, E. L. G.; SILVA, J. S. V.; MARINELLI, C. E. y ABDON, M. M., 2000. A bacia hidrográfica do rio do Monjolinho. São Carlos: Ed. Rima.
- SILVA, J. DOS S. V. DA; ABDON, M. DE M. Y PARANAGUÁ, P. A.
Remanescentes de vegetação.
In: ESPÍNDOLA, E. L. G.; SILVA, J. S. V.; MARINELLI, C. E. y ABDON, M. M., 2000. A bacia hidrográfica do rio do Monjolinho. São Carlos: Ed. Rima.
- SOUZA, P. A. P.; SANTOS, M. B. DOS Y PALHARES, J. C.
Pedologia.
In: ESPÍNDOLA, E. L. G.; SILVA, J. S. V.; MARINELLI, C. E. y ABDON, M. M., 2000. A bacia hidrográfica do rio do Monjolinho. São Carlos: Ed. Rima.
- VEDOVELLO, R., 2000.
Zoneamentos geotécnicos aplicados à gestão ambiental, a partir de unidades básicas de compartimentação – UBCs.
Tese (Doutorado - Geociências) - Universidade Estadual Paulista, Rio Claro.
- ZUQUETTE, L. V., 1981.
Mapeamento geotécnico preliminar da região de São Carlos.
Dissertação (Mestrado - Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.



Relación magnitud-frecuencia de sismos para la ciudad de Mendoza, Argentina

Magnitude-frequency relationship of earthquakes for the Mendoza city, Argentina

Pizarro, Nery F.¹ - Frau, Carlos D.¹ - Tornello, Miguel E.¹ - Gallucci, Ángel R.¹ ✉

Recibido: 24 de octubre de 2013 • Aceptado: 30 de marzo de 2014

Resumen

El presente artículo se centra en la determinación de las relaciones Magnitud-Frecuencia para sismos de magnitudes mayores de tres ocurridos en el sistema de fuentes potenciales sísmicas ubicadas en la zona del Gran Mendoza, la cual se emplaza en una región geográfica considerada, según los reglamentos sismorresistentes de la nación, como de máxima peligrosidad sísmica de la República Argentina. La probabilidad de ocurrencia se determina para eventos de una magnitud dada. Resulta conveniente actualizar estas relaciones y probabilidades, a la luz de la gran cantidad de eventos registrados en los últimos 40 años. La actividad sísmica de la región ha sido diferenciada por la profundidad del foco sísmico. Las fuentes de información, para la elaboración del trabajo, contemplan la sismicidad histórica e instrumental de la zona conjuntamente con las características sismotectónicas regionales. Las leyes Magnitud-Frecuencia se representan para sismos con profundidades no mayores a 35 kilómetros. También se presentan las probabilidades de ocurrencia para terremotos de magnitud superior a un umbral preestablecido y para distintos periodos de tiempo.

Palabras claves: Magnitud-frecuencia. Probabilidad de ocurrencia. Sismicidad local. Mendoza.

Abstract

This article determines of the magnitude-frequency relations for earthquakes of magnitudes greater than three occurred in the system potential seismic sources located in the area of Gran-Mendoza, which is located in a geographic region considered, as earthquake resistant regulation code of the nation, as a high hazard seismic of Republic Argentina. The estimated probability of occurrence is calculated for events of a given magnitude. It is appropriate to update these relationships and probabilities, in light of the large number of events recorded in the last 40 years. Seismic activity in the region has been differentiated by the depth of the seismic focus. The sources of information for the preparation of this paper, provide historical and instrumental seismicity of the area along with regional seismotectonic characteristics. Magnitude-frequency laws are plotted for earthquakes with depths no greater than 35 kilometers. The probabilities of occurrence for earthquakes greater than a preset threshold and for different periods of time scale are also presented.

Keywords: Magnitude-frequency. Probability of occurrence. Local seismicity. Mendoza.

1. Centro Regional de Desarrollos Tecnológicos para la Construcción Sismología e Ingeniería Sísmica (CeReDeTeC) Facultad Regional Mendoza, Universidad Tecnológica Nacional.

✉ argallucci@gmail.com

INTRODUCCIÓN

Los antecedentes sísmicos y las características geotectónicas indican que la región del Gran Mendoza se encuentra localizada en la zona de mayor peligro sísmico de Argentina tal cual lo indica el reglamento de diseño sísmico *INPRES-CIRSOC 103 (2013)*.

De acuerdo con los antecedentes disponibles en cuanto a la identificación de fuentes sismogénicas (*INPRES, 1986; Nafá y Zamarbide, 1989; Costa et al., 2000; González et al., 2002*) se considera que el área de actividad sísmica asociada a terremotos que podrían afectar al conurbano de la Ciudad de Mendoza está delimitado por los paralelos 32,25° y 33,50° de latitud Sur y los meridianos 68,00° y 69,50° de longitud Oeste (Figura 1). Particularmente, el último terremoto de importancia que afectó al Gran Mendoza, el 26 de enero de 1985, a pesar de haber tenido una magnitud moderada ($m_b = 6,2$), produjo considerables daños en todo el núcleo urbano (*INPRES, 1986*).

La determinación de parámetros clásicos de la sismicidad de un área como los que integran la ley de Gutenberg-Richter (*Gutenberg and Richter, 1944*) permiten caracterizar sismológicamente a regiones expuestas a peligrosidad sísmica a fin de poder inferir probables sismos futuros. Estos parámetros han sido abordados con anterioridad por *Nafá y Zamarbide (1989)* y por *Silva et al. (2002)*. A la luz de un nuevo caudal de datos generados por distintas fuentes en los últimos 10 años resulta de interés actualizar los estudios realizados con anterioridad. Por ello en el presente trabajo se actualizan y corrigen los parámetros de la ley de Gutenberg-Richter en relación a la Magnitud-Frecuencia y las probabilidades de ocurrencia de sismos superficiales que afectan al conglomerado urbano de la Ciudad de Mendoza en la República Argentina.

Los resultados presentados son de carácter global y representan una tendencia, dado que no se han considerado aspectos que definen estudios específicos de microzonificación sísmica, tales como características geométricas y sísmicas de la fuente, comportamiento dinámico de los distintos tipos de suelos, entre otros.

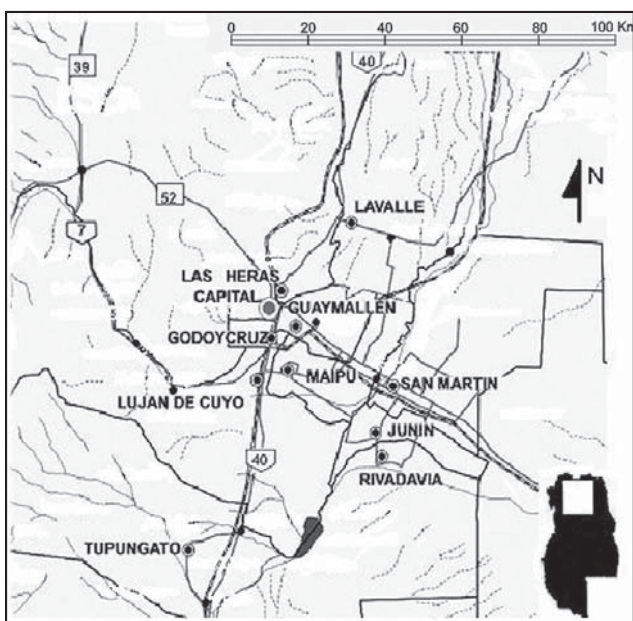


Figura 1. Zona de estudio y su ubicación relativa en la provincia de Mendoza.

ASPECTOS GENERALES DE LA CONFIGURACIÓN GEOLÓGICA Y TECTÓNICA

La tectónica de la región donde está inserta el área de estudio es fruto de la convergencia entre la placa Sudamericana y la placa de Nazca que se extiende a lo largo de la fosa Peruano-Chilena donde la placa de Nazca, que se mueve en dirección al Este, subduce debajo de la placa Sudamericana que se mueve en sentido opuesto. Dicho mecanismo induce un régimen de esfuerzos compresionales a la placa Sudamericana que domina la configuración estructural de la región en estudio. Los citados esfuerzos compresionales resultan responsables de la orientación y sentido del desplazamiento de las fallas y como consecuencia de la sismicidad de la zona (*INPRES, 1986*). Así, el basamento de la zona oeste de Mendoza, está fracturado en bloques separados por fallas de ángulo elevado. Son fallas paralelas a los cordones montañosos precordilleranos, inversa en casi todos los casos, mientras que las oblicuas a los mismos son directas o de desplazamiento lateral. En la Figura 2, se indican algunas de las fallas sismogénicas de la zona en estudio. Las principales fuentes sismogénicas, correspondiente al fallamiento cuaternario asociadas al marco tectónico local, estudiadas y conocidas en la zona en estudio (*Nafá y Zamarbide, 1989; Costa et al., 2000; Gonzalez, M. A. et al., 2002*) son:

AR-28	Falla las Peyas o Jocolí.
AR-29	Pliegue Las Vacas.
AR-30	Falla Cerro La Cal.
AR-31	Pliegue Capdeville-Borballón.
AR-32	Falla Cerro de la Gloria.
AR-33	Falla Melocotón.
AR-34	Falla Las Higueras.
AR-36	Falla Punta del Agua.
AR-37	Falla y pliegues Barrancas Este.
AR-38	Falla y pliegues Barrancas Oeste.
AR-58	Falla Divisadero Largo.

La nomenclatura asignada a cada falla se corresponde con "Map and Database of Quaternary Faults and Folds in Argentina" (*Costa C. et al., 2000*).

DATOS SISMOLÓGICOS Y MARCO TECTÓNICO

Los datos de los sismos históricos utilizados en la investigación fueron obtenidos de la base de datos de la sismicidad histórica del INPRES desde el año 1861 (*INPRES, 1998*) y los sismos con registro instrumental provenientes de la base de datos del USGS a noviembre de 2012, publicada en su página web (*USGS, 2012*), todos de magnitudes mayores o iguales a 3. Se ha tomado como cluster de estudio un espacio euclídeo tridimensional en el área de estudio con una profundidad de 0 a 35 km debido a que la actividad sísmica proveniente de las fuentes sismogénicas superficiales se desarrolla con mayor frecuencia en este rango de profundidad. La actividad sísmica disminuye notablemente por debajo de la profundidad mencionada y hasta los 100 km, zona donde comienza nuevamente a notarse un incremento de la frecuencia de ocurrencia de sismos (Figura 3). Experiencias de estudios realizados por otros investigadores en otras zonas de Argentina (*Benítez et al., 2012*) confirman la conveniencia de establecer los parámetros sismológicos de magnitud-frecuencia por rango de profundidades. Otro aspecto que fundamenta el rango de profundidades seleccionados para el presente estudio es la potencialidad destructiva que

presentan los sismos de foco muy superficiales (Frau C., 2009). La Figura 4 confirma la gran actividad sísmica declarada en la zona; la distribución de la actividad sísmica en los primeros 35 km de profundidad se muestra en la Figura 5 y en la Figura 6.

Una agrupación de focos sísmicos en un margen más amplio de latitud al del presente estudio, evidencia a la placa de

Nazca subducida y moviéndose en dirección Este respecto a la placa Sudamericana, situación que se observa en la Figura 7.

Para el presente estudio se identificaron 297 sismos con profundidad de foco comprendidos entre los 0 y 35 km, 25 sismos con profundidad de foco entre 35,1 y 99,9 km y 171 sismos con profundidades de foco mayores.

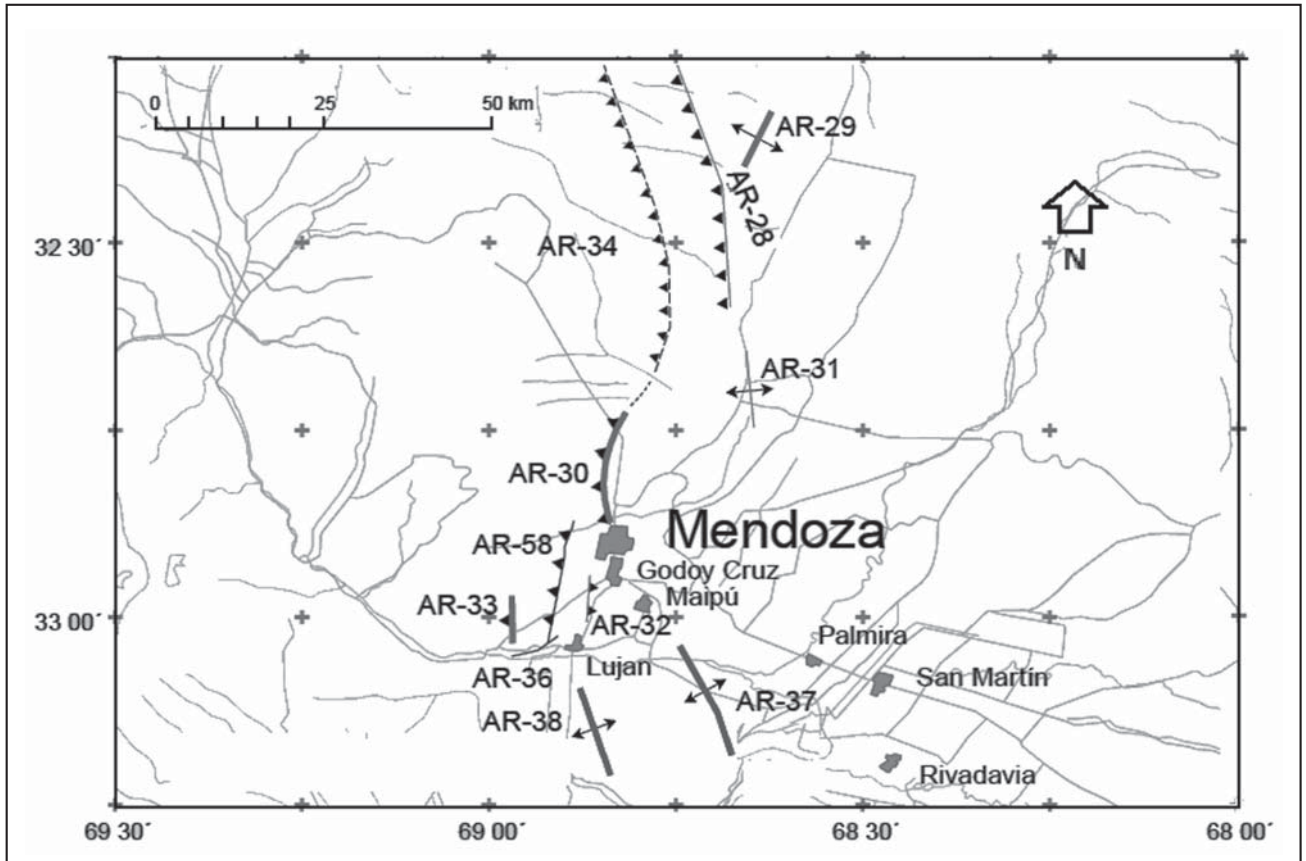


Figura 2. Fuentes sismogénicas potenciales asociadas al área de estudio (Costa C. et al., 2000).

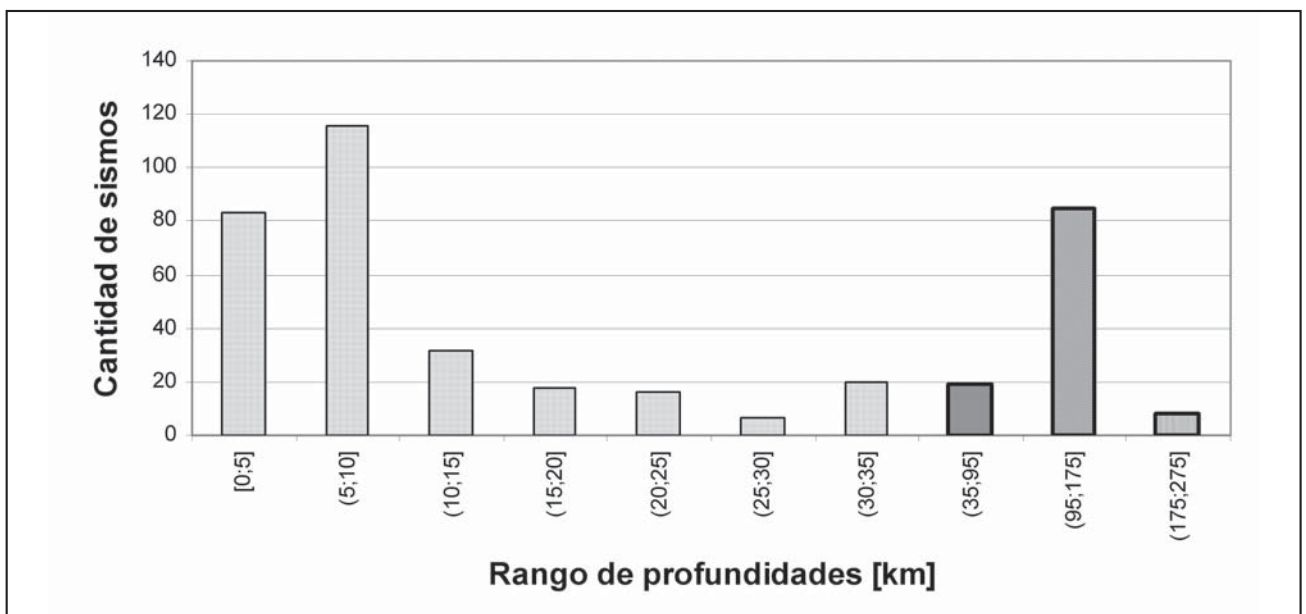


Figura 3. Cantidad de sismos de magnitud mayor o igual que 3 entre paralelos -32,25° y -33,50° y meridianos -68,00° y -69,50°.

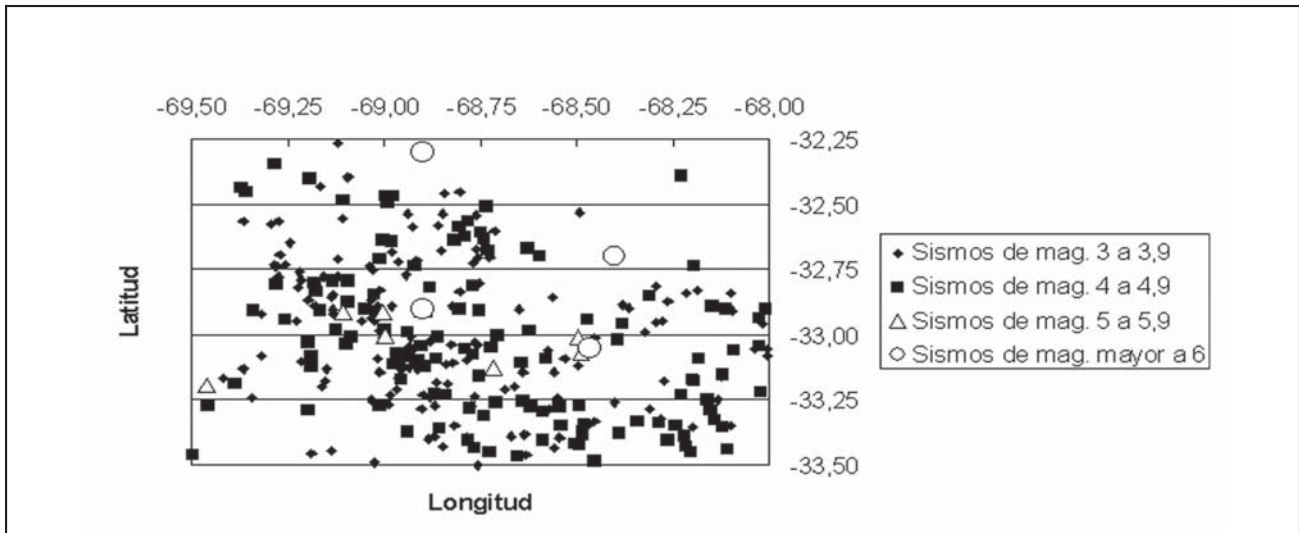


Figura 4. Longitud-Latitud de los focos de los sismos en la zona de estudio.

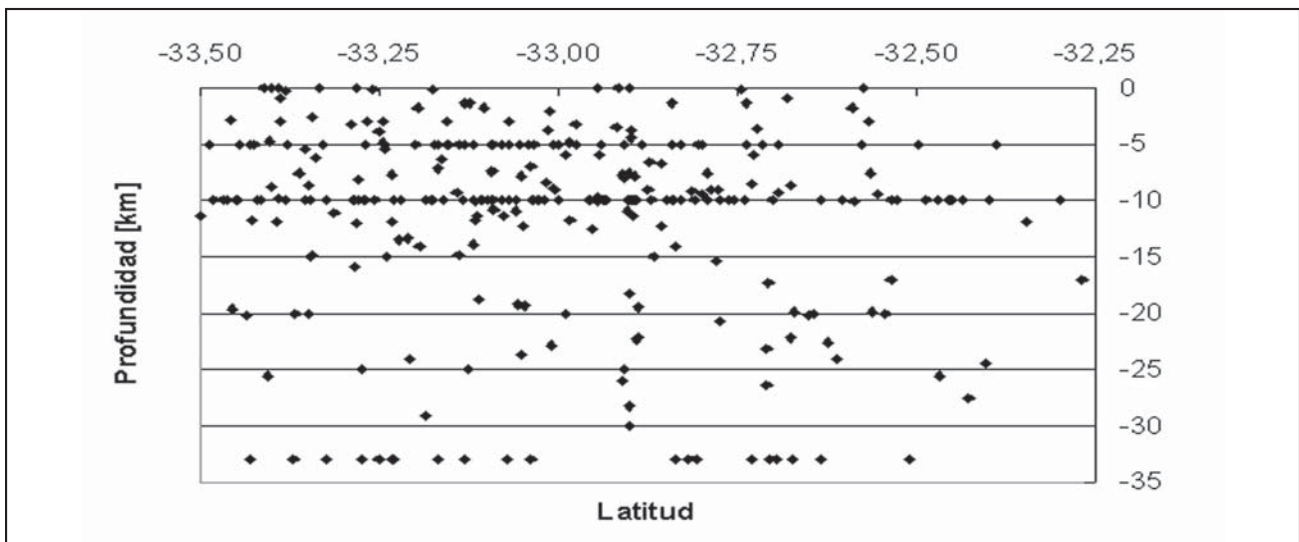


Figura 5. Latitud vs. Profundidad de los focos de los sismos entre meridianos -68,00° y -69,50°.

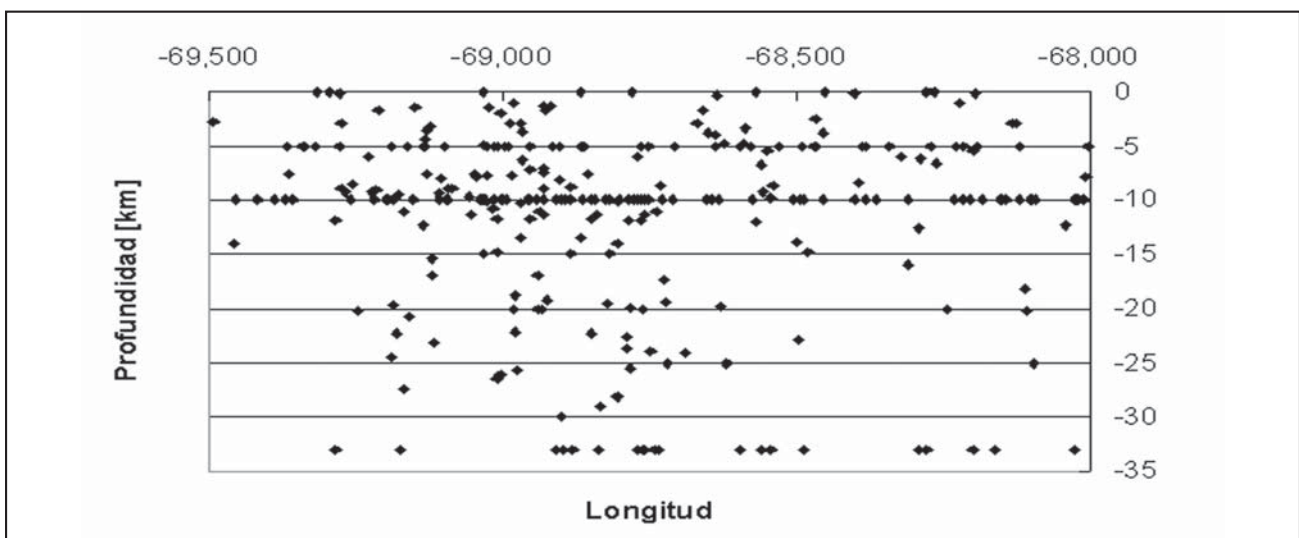


Figura 6. Longitud vs. Profundidad de los focos de los sismos entre paralelos -32,25° y -33,50°.

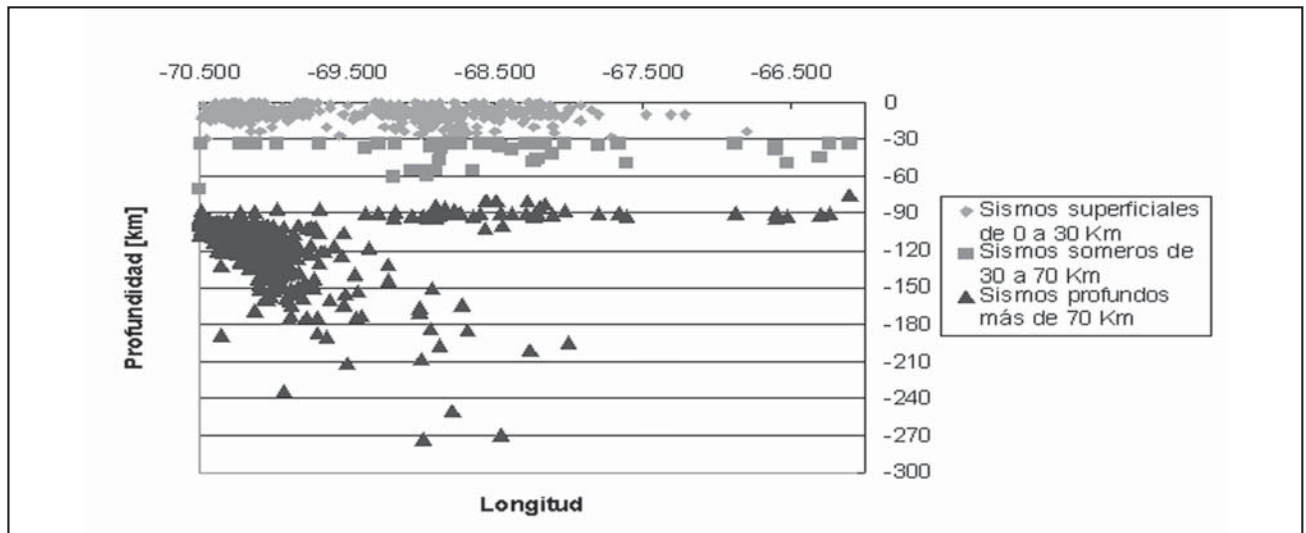


Figura 7. Longitud-Profundidad de los focos de los sismos en longitud ampliada entre latitudes $-32,50^\circ$ y $-33,50^\circ$. Zona de subducción entre la placa de Nazca y la Sudamericana. Zona de Benioff.

Al sur del paralelo $-33,50^\circ$, la distribución de focos sísmicos muestra actividad superficial y profunda desde el límite con Chile hasta el meridiano $-68,00^\circ$. Desde dicho meridiano hacia el Este disminuye sensiblemente la actividad profunda, existiendo algunos focos superficiales en longitudes próximas a la ciudad de San Rafael (Silva et al., 2000).

Al Norte del paralelo $-34,00^\circ$ se introduce la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana en una franja de aproximadamente 200 km. de ancho y con un ángulo próximo a los 16° ,

mostrando una tendencia a horizontalizarse a partir del meridiano $-69,00^\circ$, con una notable disminución de la actividad profunda hacia el Este a partir del meridiano $-68,00^\circ$. En las Figura 8 y Figura 9 se muestra la distribución de los eventos sísmicos según su magnitud.

De mucha mayor importancia para el núcleo urbano del Gran Mendoza resulta la actividad sísmica con focos superficiales y profundos en la zona en estudio (Silva et al., 2002).

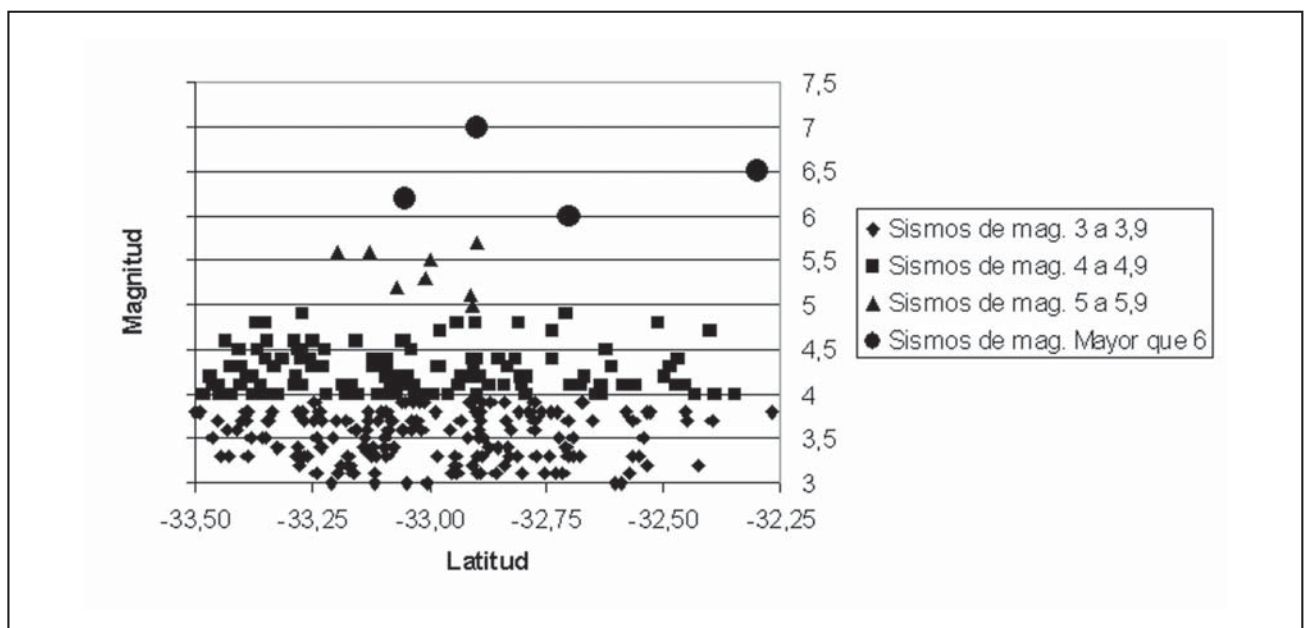


Figura 8. Latitud vs. Magnitud de sismos entre meridianos $-68,00^\circ$ y $-69,50^\circ$.

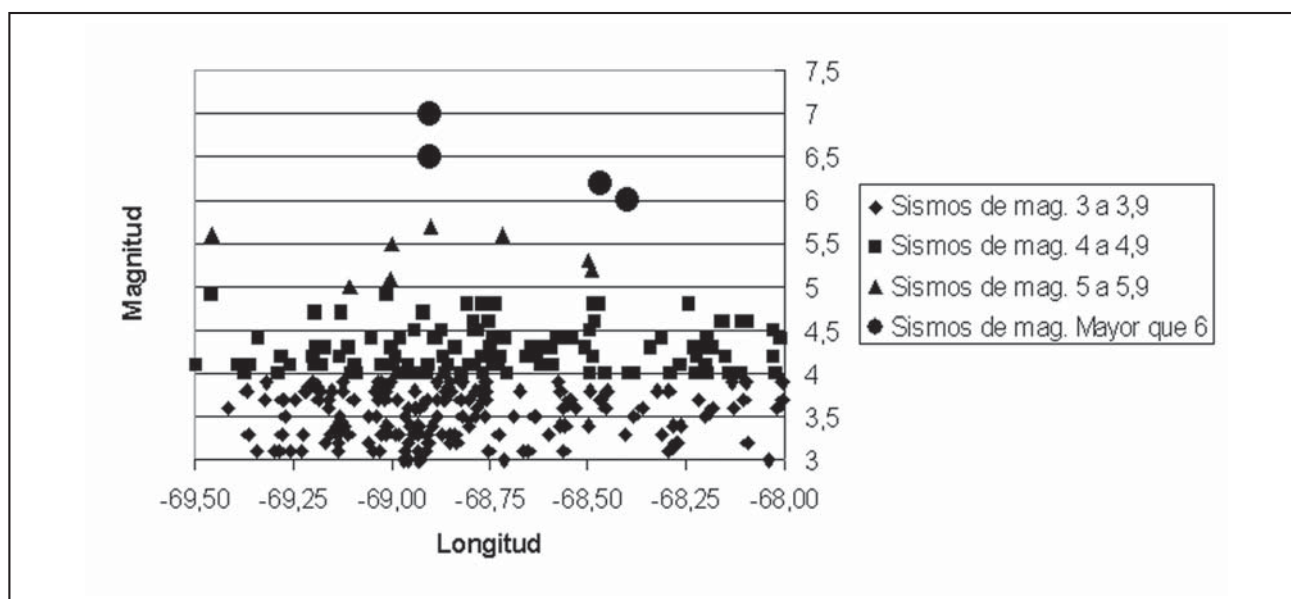


Figura 9. Longitud vs. Magnitud de sismos entre paralelos -32,25° y -33,50°.

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

Tasa Media de la Actividad Sísmica

Es un análisis que cuantifica la frecuencia de los eventos sísmicos de distintas magnitudes por unidad de tiempo para una determinada área en estudio. Para obtener la relación de recurrencia de la actividad sísmica de la zona en estudio se utilizó la expresión propuesta originalmente por Ishimoto, M. y Lida, K. (1939) y posteriormente adecuada por Gutenberg-Richter (Gutenberg and Richter, 1944); según lo que indica la Ecuación 1.

$$\log N = a - b M \quad (1)$$

En años pasados se han realizado investigaciones sobre la frecuencia de los eventos en esta región (INPRES, 1986; Silva et al., 2002), sin embargo es necesario actualizar los valores conocidos de “a” y “b” a la luz de los nuevos registros sísmicos que se tienen a la fecha en la zona de estudio. Un descenso de “b” en un período dado indica un incremento en la proporción de sismos importantes o una disminución relativa en la frecuencia de sismos pequeños. Otros estudios han encontrado que los períodos de máxima liberación de energía en la corteza terrestre han estado precedidos y acompañados por un descenso marcado del valor de “b”, en consecuencia las variaciones regionales de dicho parámetro pueden indicar variaciones en el nivel de esfuerzos de compresión en la corteza terrestre. Es conocido que el valor de “a” varía significativamente, mientras que el valor de “b” puede variar, aproximadamente entre 0,5 a 1,5, en función del emplazamiento de la región sísmica. Estudios realizados sobre dicha temática han demostrado que el valor de “b”, varía entre 1,00 a 1,30 en regiones de baja sismicidad, y su valor disminuye a valores del orden de 0,50 a 0,70 cuando la actividad se incrementa (Wiemer and Wyss, 2002; Rodríguez-Pascua et al., 2000; Salcedo et al., 1997; Mohraz and Elghadamsi, 1989).

El valor del parámetro “b” a nivel mundial es aproximadamente 1,00, según lo que indican muchos autores que han realizado estudios sobre el tema. El valor de “b” se considera como una medida de los esfuerzos promedio de la corteza terrestre en la región considerada (Wiemer and Wyss, 2002). Existe una relación inversa entre “b” y el nivel de esfuerzo, dado

que un valor bajo está relacionado con un número mayor de eventos de magnitudes grandes con relación a la cantidad de eventos de magnitudes pequeñas, lo que implica una concentración de esfuerzos mayores en la zona. Ello significaría que se trata de una zona tectónicamente antigua, estable, de baja atenuación y por lo tanto de menor peligro sísmico (Olarte Navarro, 2000). Para valores de “b” grandes le corresponde una concentración de esfuerzos menores (Zúñiga and Wyss, 2001; Wiemer and Wyss, 1997, 2002), lo que indica un valor bajo de tensión del terreno, una zona tectónicamente joven, inestable, de alta atenuación y por lo tanto alto peligro sísmico (Olarte Navarro, 2000).

Para el trazado de las rectas que representan la relación Magnitud - Frecuencia se ha compatibilizado la cantidad de sismos y sus magnitudes. El período histórico con información registrada de sismos disponible es reducido respecto a los tiempos geológicos, por lo tanto se ha realizado una proyección al sísmo histórico más antiguo conocido de tal manera de incluirlos a todos para lograr una mejor comparación entre ellos. La Tabla 1 contiene la cantidad de sismos ocurridos por año, referenciados a una magnitud media M, en tanto que los resultados obtenidos se grafican en la Figura 10.

Tabla 1. Número probable de sismos según la magnitud media de sismos en la zona de estudio.

Magnitud Media M	Nº de sismos/ año
3,5	7,205
4,0	4,436
4,5	1,692
5,0	0,513
5,5	0,231
6,0	0,022
6,5	0,009
7,0	0,004

La relación Magnitud - Frecuencia según Gutenberg-Richter (ecuación 1) para la zona en estudio resultó ser:

Log N = 4,60 - 1,00 M (Para eventos hasta una profundidad ≤ 35 km)

En el contexto del análisis de la regresión lineal, el valor de R^2 , denominado coeficiente de determinación múltiple, puede interpretarse como una variación de la suma de los cuadrados de los residuos de la recta de regresión estimada respecto a los datos de entrada. En el presente trabajo R^2 alcanza el valor 0,9765, suficientemente elevado y cercano a 1, lo que indica que el porcentaje de variabilidad de la recta de regresión se ajusta adecuadamente (con muy poca dispersión) a los datos de entrada, lo que nos da un alto grado de seguridad en los resultados de “a” y “b” obtenidos para la clasificación de los sismos en la profundidad que se ha propuesto en este trabajo.

Para la evaluación del peligro sísmico de una determinada zona, muchos autores han fijado valores característicos de “a” y “b” para distintas regiones sísmicas del planeta. A título de ejemplo y al objeto de comparar la relación de recurrencia obtenida en este trabajo, en la Figura 11 y en la Figura 12 se grafican leyes “Magnitud-Frecuencia” para otras regiones sísmicas, comparadas con la obtenida en este trabajo, como lo son:

Noroeste Argentino (prof. < 70 km): **Log N = 5,53 - 0,77 M** (Benítez et al., 2012).

Falla de San Andrés: **Log N = 3,30 - 0,88 M** (Schwartz et al. en Moraz y Elghadamsi, 1989).

Chile Este: **Log N = 5,87 - 1,16 M** (Saragoni, 1996).

Colombia - Perú: **Log N = 5,60 - 1,11 M** (Kaila et al. en Dowrick D., 1984).

Gran Mendoza: **Log N = 4,60 - 1,00 M** (Para eventos hasta una profundidad ≤ 35 km)

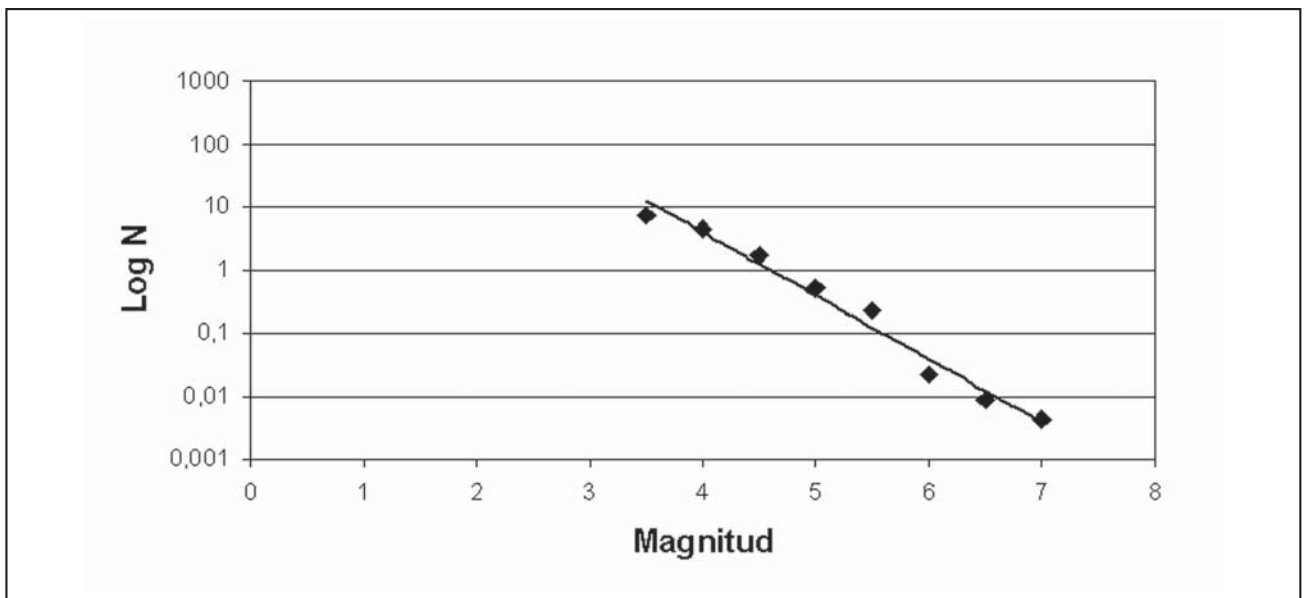


Figura 10. Relación Magnitud-Frecuencia de actividad sísmica en la zona estudiada según la expresión de Gutenberg - Richter.

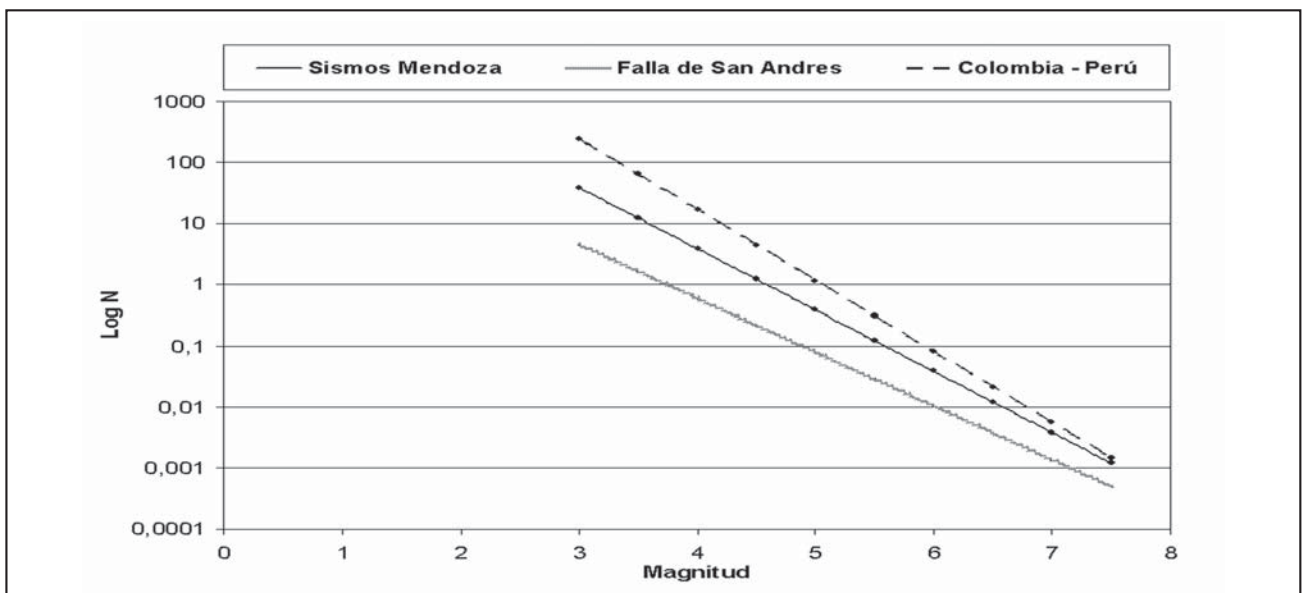


Figura 11. Regresiones “Magnitud-Frecuencia” para distintas zonas de América.

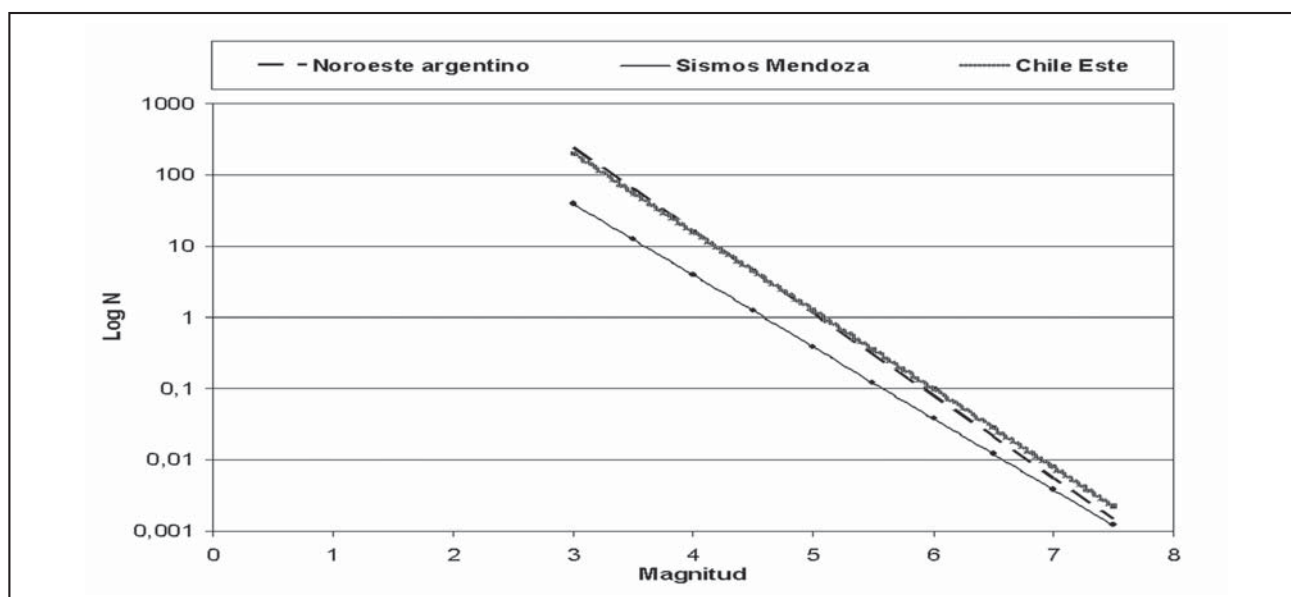


Figura 12. Regresiones "Magnitud-Frecuencia" para distintas zonas de América.

Probabilidad de Ocurrencia de Futuros Eventos Sísmicos

Del análisis de los resultados de la tasa o frecuencia media de ocurrencia por unidad de tiempo, se ha deducido la probabilidad de ocurrencia de futuros eventos sísmicos en la región estudiada, admitiendo que el nivel de actividad sísmica de los últimos 200 años se mantendrá aproximadamente igual, en promedio, en los próximos 100 años. Para evaluar dicho riesgo sísmico se ha utilizado el modelo de probabilidades de Poisson, el cual supone que los eventos en sus movimientos principales se producen de un modo aleatorio e independiente, donde los tiempos de origen, las coordenadas de los focos y las magnitudes son variables independientes entre sí. Es decir que la ocurrencia de un evento, no tiene influencia en la ocurrencia de otro, y la probabilidad de que dos eventos sucedan en el mismo sitio y al mismo tiempo es casi nula. Según Saragoni (1993) la hipótesis de independencia de la ocurrencia de los eventos sísmicos, en muchos casos no concuerda con la naturaleza física de la acumulación de energía en zonas sísmicas donde la regularidad observada para la ocurrencia de sismos de magnitudes altas es más o menos conocida. De acuerdo a la teoría de los huecos sísmicos, la probabilidad de ocurrencia de un gran terremoto depende, en gran medida, de la fecha de ocurrencia del último gran terremoto, lo que introduce una componente determinística en el proceso estocástico de ocurrencia de los terremotos. Para estos casos puede resultar más conveniente el uso de modelos con alguna dependencia temporal que relacione las leyes de probabilidades con los eventos ya ocurridos como es el caso de la zona central de Chile, donde la placa puede acumular energía durante 83 ± 9 años aproximadamente. El modelo denominado semi-Markoviano, basado en transiciones entre estados, considera la permanencia del sistema en un estado dado antes de efectuar una transición, por ejemplo el tamaño del último gran sismo define el último estado del sistema y el tiempo transcurrido desde entonces, la permanencia del sistema en ese estado (Saragoni R., 1993).

A la luz de los datos disponibles de la zona en estudio, surgen para eventos de magnitud elevada, valores no concordes tanto de regularidad de ocurrencia, como de ubicación

de la fuente. Por lo que la teoría poissoniana, a pesar de las limitaciones citadas, suministra una medida del riesgo sísmico aceptable para la región. La probabilidad de ocurrencia de "n" eventos en un intervalo de tiempo "T", para una tasa o frecuencia media "K", expresada en forma genérica por la ley de Poisson, viene dada por la Ecuación 2 (Figueroa Soto, 2009; Sauter, 1989):

$$P_n(t) = \frac{e^{-KT} (KT)^n}{n!} \quad (2)$$

Desde un punto de vista ingenieril se necesita conocer la probabilidad de que ocurra al menos un evento de magnitud igual o mayor a "M", en un período de tiempo "T". Esta probabilidad fue determinada con la relación expresada en la Ecuación 3:

$$P = 1 - e^{(-KT)} \quad (3)$$

Otros autores (Lay and Wallace, 1995; Torres de Plaza et al., 2002), proponen el cálculo de la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico entre un tiempo "t" y uno "t+Δt", mediante una distribución de frecuencia de Weibull. Como lo menciona Torres de Plaza et al. (2002): "Un proceso Weibull es un modelo útil para fenómenos que cambian con el tiempo. Esencialmente, todos los trabajos sobre proceso Weibull han sido motivados por aplicaciones en las cuales ocurren fallas en un sistema que puede ser reparado, en este caso podemos considerar los eventos sísmicos como eventos «reparables», ya que luego de la liberación de la energía acumulada que provoca los preshocks el shock principal o terremoto y los postshocks o réplicas, el sitio (o sistema) queda nuevamente en «equilibrio».

En el presente trabajo se ha adoptado el cálculo de las probabilidades considerando la ley de Poisson. En la Figura 13 y en la Tabla 2 se muestra, para el área estudiada, la probabilidad de que ocurra al menos un evento de magnitud mayor o igual a "M" para intervalos de tiempo de 10, 50 y 100 años.

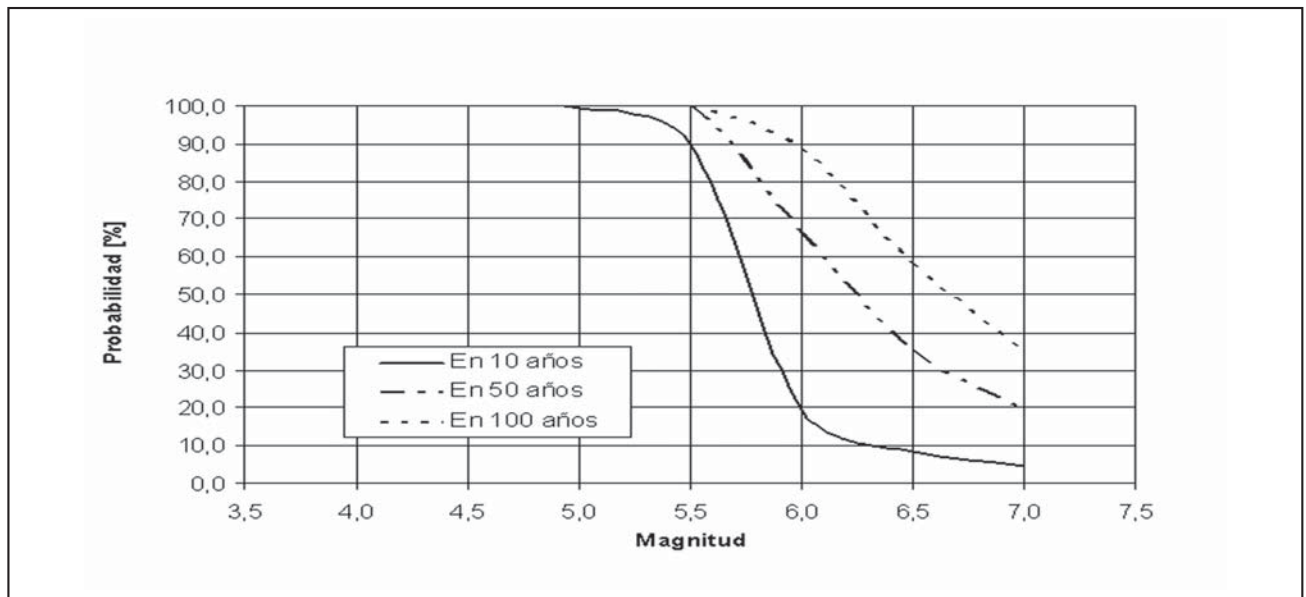


Figura 13. Probabilidad de Ocurrencia de sismos en la región de estudio.

Tabla 2. Probabilidad de Ocurrencia de sismos en la región de estudio.

Magnitud	Probabilidad de Ocurrencia		
	T=10 años [%]	T= 50 años [%]	T= 100 años [%]
3,5	100,00	100,00	100,00
4,0	100,00	100,00	100,00
4,5	100,00	100,00	100,00
5,0	99,41	100,00	100,00
5,5	90,05	100,00	100,00
6,0	19,54	66,28	88,63
6,5	8,33	35,26	58,09
7,0	4,25	19,54	35,26

En la Figura 14 se observa la probabilidad de ocurrencia de “n” eventos para un intervalo de tiempo de 50 años.

Las figuras 3 a 14 han sido confeccionadas con el software Microsoft Office Excel utilizando la función “gráfico” en su formato dispersión simple y dispersión con variación suavizada y las líneas de tendencia o regresión en su formato exponencial. En la metodología utilizada luego de la conformación de la base de datos de los sismos se procedió a unificar por mé-

todos gráficos (Heaton et al., 1986) y algorítmicos (Araya Ruiz, 2007), las magnitudes datos a magnitudes M_s (magnitud de ondas superficiales). En la selección de los registros se descartaron las réplicas y se ordenaron en orden cronológico y creciente con profundidad, magnitud, longitud y de latitud. Finalmente para obtener la tasa media de la actividad sísmica y las probabilidades de ocurrencia se evaluaron las mismas según intervalos de magnitud.

Tabla 3. Probabilidad de ocurrencia de un sismo en términos de magnitud del mismo.

Estado límite	Probabilidad “p” Por año	Magnitud Asociada Sismos Superficiales	Magnitud Asociada Sismos Profundos
Servicio	0.02	6.2	7.2
Control de daño	0.002	7.6	8.8

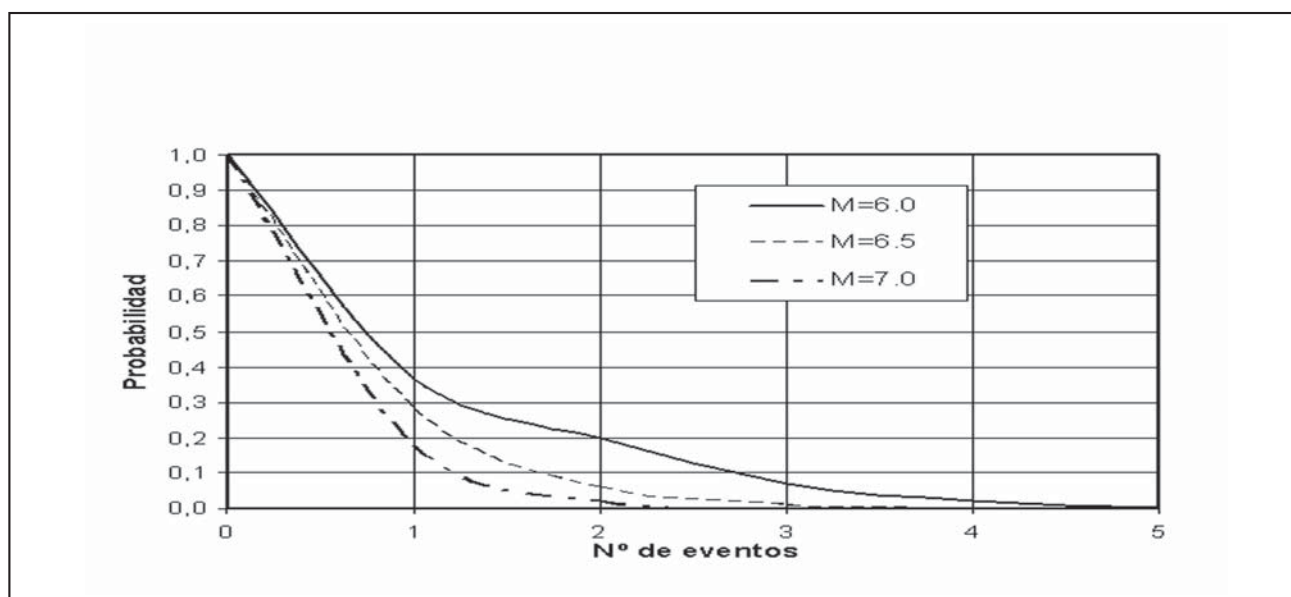


Figura 14. Probabilidad de Ocurrencia en 50 años de sismos en la región de estudio.

Impacto sobre el diseño sísmico

Las normas sísmicas más recientes enfocan el diseño sísmico relacionando los terremotos con estados límites de las estructuras, los valores de probabilidad anual "p" que pueden ser considerados apropiados para el diseño de edificios según *Paulay y Priestley (1992)*, son las siguientes:

Diseño en Estado Límite de Servicio: $p = 0,02$ /año

Diseño en Estado Límite de Control de Daño: $p = 0,002$ /año

Diseño en Estado Límite de Protección de Vidas: $p = 0,0002$ /año

Estas probabilidades evaluadas en términos de magnitud y de acuerdo a las relaciones propuestas se muestran en Tabla 3.

No se evaluaron los valores correspondientes al estado límite de protección de vidas, debido a que las relaciones propuestas responden a una sola línea de regresión la cual sobrestima los valores en el rango de las bajas probabilidades (altas magnitudes).

CONCLUSIONES

La relación de recurrencia de la actividad sísmica propuesta para la zona estudiada queda enmarcada en el rango de las relaciones determinadas en otros estudios para el Noroeste Argentino, para la falla de San Andrés, Chile Este y Colombia - Perú; en particular en lo referente al parámetro "b" (pendiente

de la recta de regresión) que toma el valor de 1,00 y queda comprendido entre 0,88 y 1,16.

Si consideramos el último evento sísmico relevante en la región como fue el sismo del 26 de enero de 1985, con foco superficial y magnitud aproximadamente a 6,2; de la relación propuesta se desprende que eventos de esa magnitud, presentan una probabilidad anual de $p = 0,022$, que implica un tiempo de retorno de aproximadamente 46 años. Esto podría encuadrarse como "sismo frecuente" de acuerdo a la clasificación dada por el comité *VISIÓN 2000 - SEAOC (1995)* (Structural Engineer Association of California - Asociación de Ingenieros Estructurales de California en Estados Unidos de Norte América).

Del análisis realizado y representado en la Figura 13 puede deducirse que, para sismos que se producen a la profundidad de estudio, existe una probabilidad del 19,54% en 10 años que ocurra un terremoto de magnitud igual o mayor de 6, del 66,28% en 50 años y del 88,63% en 100 años.

Si bien es preponderante el peligro sísmico emergente de la actividad sísmica superficial, próxima al Gran Mendoza, no debería descuidarse la proveniente de fuentes más profundas.

Si se considera la frecuencia anual que propone *Paulay y Priestley (1992)* para el Estado Límite de Servicio ($p=0,02$); aplicando las regresiones obtenidas, resulta, para sismos ocurridos hasta una profundidad de 35 km, una magnitud asociada de 6,2. En principio dicho valor podría considerarse aceptable para un estado límite de servicio debido a los pocos daños observados en edificios de altura para el sismo del 26 de enero de 1985 ocurrido en Mendoza.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

ARAYA RUIZ, P. F., 2007.

Catálogo actualizado de intensidades sísmicas para Chile.

Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas, departamento de ingeniería civil.

BENÍTEZ, L. M., GRIMOLIZZI, O. M. Y BENÍTEZ, S. B., 2012.

Comportamiento del parámetro "b" de Gutenberg-Richter en los sismos de la región NOA. Argentina.

Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente, N°29, p.101-107, Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería ASAGAI, Diciembre 2012.

- COSTA, C., MACHETTE, M., DART R., BASTÍAS, H., PAREDES, J., PERUCCA, L., G. TELLO, G. & HALLER, K., 2000.
Map and database of quaternary faults and folds in Argentina,
USGS, International, Lithosphere Program, Task Group II-2, Major Active Faults of the World, Open-File Report 00-0108.
- DOWRICK, D. J. 1984.
“Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos”.
México, Ed. Limusa.
- FIGUEROA SOTO, A. G., 2009.
Análisis de tiempo interevento en secuencias de réplicas para la identificación de estados de relajación del esfuerzo.
- FRAU, C., 2009.
“Espectro de diseño considerando efectos de directividad en zonas Near-Fault de Argentina.
Tesis doctoral, Universidad Tecnológica Nacional, Argentina.
- GONZÁLEZ, M. A., GONZÁLEZ DÍAZ, E. F., SEPÚLVEDA, E., REGAIRAS, M. C., COSTA, C., CISNEROS, H., BEA, S.,
GARDINI, C., PÉREZ, I. Y PÉREZ, M., 2002.
Carta de Peligrosidad Geológica 3369-II, Mendoza, Provincias de Mendoza y San Juan.
Boletín N° 324. Servicio Geológico Minero Argentino, Subsecretaría de Minería de la Nación, Argentina.
- GUTENBERG, B. AND RICHTER, C. F., 1944.
“Frequency of earthquakes in California”.
Bull. Seismol. Soc. Am. 34:184-188.
- HEATON, T., TAJIMA, F. Y MORI, A. W., 1986.
“Estimating Ground Motions Using Recorded Accelerograms”,
Surveys in Geophysics, v.8, 25-83.
- INPRES-CIRSOC 103, 2013.
Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, Parte I, Construcciones en General.
Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Argentina.
- INPRES
Publicación Técnica N° 10, 1986.
“Gran Mendoza, el núcleo urbano expuesto al mayor nivel de riesgo sísmico en la República Argentina”.
- INPRES
Publicación Técnica N° 11, 1986.
“Características principales del terremoto de Mendoza del 26 de enero de 1985”.
- INPRES 1998.
Base de Datos de eventos de la Provincia de Mendoza.
San Juan.
- ISHIMOTO, M. AND LIDA, K., 1939.
“Observations sur les séism enregistrés par le microseismograph construit dernièrement (I)”.
Bull. Earthquake Res. Inst. 17:443-478.
- LAY, T. AND WALLACE, T. C., 1995.
“Modern Global Seismology”.
San Diego: Academic Press.
- MOHRAZ, B. AND ELGHADAMSI, F., 1989.
“Earthquake Ground Motion and Response Spectra”.
The Seismic Design Handbook.”
- NAEÁ Y ZAMARBIDE, 1989.
Microzonificación sísmica del Gran Mendoza, República Argentina.
Instituto Nacional de Prevención Sísmica, San Juan, Argentina, Resumen Ejecutivo, Volume I y II.
- OLARTE NAVARRO, J., 2000.
“Sismicidad y Peligrosidad Sísmica en la Región Sur Occidental del Perú”.
- PAULAY, T. & PRIESTLEY, M. J., 1992.
“Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”.
New York, John Wiley & Sons, Inc.
- RODRIGUEZ - PASCUA, M., DE VICENTE, G. Y CALVO, J. P., 2000.
“Similitudes entre la actividad sísmica actual y la paleosismicidad durante el mioceno superior en las zonas externas de las cordilleras bélicas: restricciones a partir del parámetro b”.
- SALCEDO, E., RIVERA, C. Y GÓMEZ, A., 1997.
“Análisis de la frecuencia de terremotos fuertes en la región central de Colombia mediante parámetros del régimen sísmico”.
ISSN 0370-3908.

- SARAGONI, R., 1993.
“Análisis del Riesgo Sísmico para la Reconstrucción del Puerto de Valparaíso”.
Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Sísmica. Volumen II. Santiago de Chile. 1993.
- SARAGONI, R., 1996.
“Seismic Risk Evaluation for the Desig of Large Dams in Chile”.
Chile National Committee on large dams.
- SAUTER, F., 1989.
“Fundamentos de Ingeniería Sísmica - Introducción a la Sismología”.
Costa Rica, Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- SILVA, E., TORNELLO, M. Y FRAU, C., 2000.
Energy quantification of seismic activity originated in the province of Mendoza in the period 1956-1998.
12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand.
- SILVA, E., TORNELLO, M. Y FRAU, C., 2002.
Caracterización de la relación magnitud-frecuencia para fuentes sismogénicas próximas al conurbano de la ciudad de Mendoza.
8º Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica. Valparaíso, Chile.
- TORRES DE PLAZA, M. I., BENÍTEZ DE PARRA, L. M. Y SUAYTER, L. E., 2002.
“Un modelo estadístico para el análisis del riesgo de sismo y su aplicación a datos de los departamentos Burreyacu y Trancas”.
Revista cet 22. Año 11 N° 22 Octubre de 2002. Revista de propiedad de la Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Universidad Nacional de Tucumán. Tucumán. Argentina.
- USGS (“United States Geological Survey” - Servicio Geológico de los Estados Unidos).
Noviembre de 2012.
URL earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqarchives/epic.
- VISION 2000 - SEAOC, 1995.
“Performance Based Seismic Engineering of Buildings”.
Structural Engineers Association of California.
- WIEMER, S. AND WYSS, M., 1997.
“Mapping the frequency-magnitude distribution in asperities: An improved technique to calculate recurrence times?”.
- WIEMER, S. AND WYSS, M., 2002.
“Mapping spatial variability of the frequency-magnitude distribution of earthquakes. Advances in Geophysics”.
- ZÚÑIGA, F. R. AND WYSS, M., 2001.
“Most - and least-likely locations of large to great earthquakes along the Pacific Coast of Mexico estimated from local recurrence times based on b-values”.



Avances en la valoración del peligro sísmico en fallas con actividad cuaternaria. Sierras Pampeanas de Córdoba

Advances in seismic hazard assessment in faults with quaternary activity. Sierras Pampeanas of Cordoba

Sagripanti, Guillermo¹ ✉ - Villalba, Diego¹ - Villegas, Mónica¹ - Castaldi, Gimena¹ - Benito, Eugenia¹ - Muratore, Noelia¹

Recibido: 22 de agosto de 2013 • Aceptado: 02 de abril de 2014

Resumen

En la región de intraplaca donde se ubican las provincias de Córdoba y San Luis, se encuentran fallas con probada actividad cuaternaria (Sierra Chica, El Molino y Las Lagunas), de las que, hasta el presente, sólo se conoce parcialmente el potencial sismogénico asociado, por lo tanto esta situación no permite hacer una valoración realista del riesgo sísmico.

Esta contribución tiene por objetivo presentar el estado de avance sobre el conocimiento de la actividad cuaternaria con énfasis en el peligro sísmico asociado a fallas sismogénicas ubicadas en la región central de Argentina.

Los avances logrados hasta el presente en investigaciones neotectónicas y paleosismológicas en fallas sismogénicas y cuyos resultados han sido integrados y analizados en este trabajo, permitieron interpretar que las mismas han tenido una importante actividad paleosísmica durante tiempos pleistocenos y holocenos, y valorar el peligro sísmico asociado.

Una aproximación determinística a la evaluación del peligro sísmico de estas fallas, ha permitido estimar la paleomagnitud y la magnitud máxima posible, cuyos valores son del orden de M 6,5 y M_w 7,5, siendo estos superiores a los del registro histórico de la región, como también coincidentes con el umbral de magnitud ($M \geq 6,5$) propuesto para las Sierras Pampeanas.

Estos valores están indicando que el potencial sismogénico de estas estructuras es muy importante y que está siendo subestimado, por lo que las aceleraciones al pico del suelo esperadas pueden ser ampliamente excedidas durante un fuerte terremoto futuro.

Palabras Claves: Terremoto, falla, intraplaca, paleomagnitud, región central de Argentina.

Abstract

In the intraplate region where is located the provinces of Córdoba and San Luis, faults found with proven quaternary activity (Sierra Chica, El Molino and Las Lagunas), up to that this is only partly known the seismogenic potential associated, therefore this situation does not allow for a realistic assessment of the seismic risk.

1. Universidad Nacional de Río Cuarto. Ruta Nacional Nº 36, km 601. CP 5800. Córdoba.

✉ gsagripanti@exa.unrc.edu.ar

This contribution goal to present the status of progress in the knowledge of the Quaternary activity with emphasis on seismic hazards associated with active faults located in the central region of Argentina.

The progress made so far in research neotectonic and paleoseismological in active faults, whose results have been integrated and analyzed in this work, made it possible to interpret that the same have been an important activity paleoseismic during Pleistocene and Holocene times, and assess the seismic risk associated.

A deterministic approximation in the evaluation of the seismic hazard of these faults, has made it possible to estimate the paleomagnitude and the maximum magnitude possible, whose values are of the order of M 6.5 and M_w 7.5, these being higher than the historical record of the region, as also are coincident with the magnitude limit ($M \geq 6.5$), proposed for the Sierras Pampeanas.

These values are indicating that the seismogenic potential of these structures is very important and that is being underestimated. The accelerations to the peak of the soil can be widely expected exceeded during a strong earthquake future.

Keywords: Earthquake, fault, intraplate, paleomagnitudes, central region of Argentina.

INTRODUCCIÓN

El aumento de la población mundial que se traduce en el incremento de las superficies urbanizadas, como así también la ocupación de territorios hasta el momento deshabitados, trae consigo la mayor probabilidad que, ante la ocurrencia de un fenómeno natural como un terremoto, se generen catástrofes debido a la falta de planificación y del conocimiento de base para efectuar adecuadamente la misma.

Las zonas sísmicamente activas están concentradas en los bordes de placas tectónicas donde la ocurrencia de terremotos fuertes es más frecuente y por lo tanto son las más estudiadas, mientras que, en las zonas de intraplaca donde este tipo de manifestación es menor y de inferior magnitud, hasta hace unos años, se les ha prestado menor atención.

En zonas de intraplaca el "ciclo sísmico" de las fallas sigmogeneradoras, durante el cual la estructura acumula energía elástica que posteriormente se libera en forma repentina produciendo terremotos es muy prolongado. Esto genera una ventana temporal muy amplia sin registros de sismicidad. En estas zonas los períodos de recurrencia de fuertes terremotos son extendidos y los registros sísmicos, históricos e instrumentales, no proveen la información suficiente para conocer el comportamiento que tendrá una estructura en el futuro. Esta situación no permite realizar una valoración realista del peligro sísmico.

En algunas de estas zonas la microsismicidad es frecuente y genera en las personas y autoridades una actitud de despreocupación que lleva a un estado de negación sísmica que se traduce en un aumento de la vulnerabilidad y, con éste, del riesgo asociado.

Desde hace algunos años se viene prestando mucha atención al comportamiento de las fallas de intraplaca debido a la ocurrencia de fuertes terremotos con epicentro en zonas sin actividad sísmica previa. Esto prueba la importante capacidad sigmogénica en estas estructuras, en las que la sismicidad no permite hacer una valoración o estimación del peligro sísmico asociado (Costa, 2004). Esta manifestación, en apariencia asísmica, adquiere mayor peligrosidad y trascendencia, en términos de riesgo sísmico, si la vulnerabilidad de los centros urbanos emplazados en la zona epicentral es alta debido a que la construcción edilicia puede ser poco resistente o débil, a la falta de

concientización de la población y la escasa capacidad de respuesta de los equipos de socorro (Sagripanti et al. 2009; Sagripanti et al. 2011).

Es oportuno pronunciar un pensamiento del profesor Robert Yeats, especialista en geología de terremotos, que, a diferencia de la mayoría de los estudios que se rigen por el adagio geológico del principio del "uniformismo", que plantea que "el presente es la llave del pasado", en las investigaciones neotectónicas y principalmente las paleosismológicas, se considera que "el pasado es la llave del futuro".

Es por ello que las investigaciones neotectónicas y paleosismológicas junto a la geología de terremotos se han convertido en disciplinas fundamentales para interpretar la ocurrencia de fuertes paleoterremotos y estimar su magnitud, longitud de ruptura, desplazamiento cosísmico, etc. En la actualidad se considera que esta información es de base para hacer una aproximación sobre el peligro sísmico asociado a fallas sigmogeneradoras y permite pronosticar el comportamiento futuro de las mismas.

Se considera que durante el Mioceno-Plioceno y Cuaternario el levantamiento y la deformación del basamento de las Sierras Pampeanas entre los $27^{\circ} 30' - 33^{\circ} 30'$ de LS, están condicionados por la subducción subhorizontal de la placa de Nazca (Jordan et al. 1983; Jordan y Almendinger, 1986; Costa y Vita Finzi, 1996; Ramos, 1999; Smalley et al. 1993; Ramos et al. 2000; Ramos et al. 2002). Algunas manifestaciones del comportamiento de la placa entre estas latitudes son la actividad sísmica superficial, moderada a fuerte; la ausencia de actividad volcánica, la distribución de los focos de los terremotos (Pilger, 1981; Ramos et al. 2002; Alvarado et al. 2005; Richardson et al. 2012); la paleosismicidad y la presencia de numerosas evidencias de deformaciones neógenas asociadas a fallas con probada actividad cuaternaria (Sagripanti et al. 2011; Sagripanti et al. 2012).

Los resultados obtenidos en investigaciones neotectónicas y paleosismológicas desarrolladas en fallas con actividad cuaternaria en las Sierras Pampeanas de Córdoba están indicando que las mismas han tenido actividad desde tiempos Plio-pleistocenos hasta el Holoceno inclusive donde, en algunos casos, se ha interpretado un patrón de agrupamiento de paleoterremotos (clustering) durante el Holoceno tardío. Esta actividad ha sido acompañada por la ocurrencia de fuertes terremotos

superficiales que habrían alcanzado la magnitud (Richter) $M \geq 6,5$. Sin embargo, el potencial sismogénico asociado a estas estructuras es parcialmente conocido en el presente (*Sagripanti et al. 2011*).

La información que aportan las deformaciones cuaternarias, a través de las investigaciones paleosismológicas, ya sea por medio del logging de perfiles de trincheras como a través del relevamiento de las morfologías superficiales (escarpas, pequeñas escarpas, basculamiento de niveles sedimentarios y de paleosuperficies de erosión, etc.) asociadas a fallas sismogeneradoras, se considera la llave para entender el comportamiento de estas estructuras y pronosticar fuertes terremotos.

En la actualidad se considera, sobre la base de los reportes históricos de terremotos morfogénicos, que si bien en Argentina aun no se han precisado los valores umbrales para las distintas regiones sísmicas, de acuerdo a antecedentes históricos el valor umbral probable para las Sierras Pampeanas es de $M \geq 6,5$ (*Costa, 2004*).

Si bien existen numerosos antecedentes de investigaciones neotectónicas y paleosismológicas que han aportado información para la parametrización sismogénica de algunas fallas utilizando datos y aproximaciones empíricas (paleomagnitud, longitud de ruptura, recurrencia, etc.), en la actualidad los resultados de estos trabajos no han sido analizados en forma integral, de manera que permitan conocer el potencial sismogénico de una fuente de forma más precisa.

El objetivo de esta contribución es presentar el estado de avance sobre el conocimiento de la actividad cuaternaria, a través de un análisis integral, con énfasis en el peligro sísmico asociado a fallas sismogeneradoras ubicadas en la región central de Argentina y que sirvan de base para futuros planes de ordenamiento o planificación territorial.

Las fallas consideradas objeto de análisis en la presente contribución son: tres secciones de la falla Sierra Chica ubicadas en el borde occidental de la sierra homónima; la falla El Molino cuya traza se encuentra en el pedemonte del faldeo occidental de la sierra de Comechingones y la falla Las Lagunas ubicada entre la localidad de Sampacho y el extremo austral de la sierra de Comechingones (Figura 1).

ANTECEDENTES

En las regiones de intraplaca, donde la recurrencia de sismos puede ser de varios miles de años, la estructura que registra movimientos más recientes no suele ser la más peligrosa en términos de mayor probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico (*Costa, 2004*). En estas regiones, donde se dispone de escasa información sismológica y las fallas presentan evidencias poco claras de deformaciones recientes en superficie, los datos obtenidos por medio de estudios paleosismológicos posibilitan la reconstrucción de la sismicidad prehistórica de las mismas (*Bonilla, 1988; Mc Calpin, 1996*). En estas áreas es prioritario, en la actualidad, el conocimiento del potencial sismogénico de fallas con actividad cuaternaria y del riesgo sísmico de poblaciones y obras de infraestructura ubicadas en las mismas, lo cual depende de los avances que se logren con las investigaciones paleosismológicas.

El sector centro sur de las Sierras Pampeanas de Córdoba se encuentra intensamente fracturado y está principalmente controlado por dos estructuras regionales que limitan los bordes occidentales de la sierra de Comechingones y el de la Sierra Chica. Aquí, las evidencias de deformaciones cuaternarias son

aisladas, de escasa extensión superficial y expresan el estilo de la tectónica andina regional, que consiste en fallas inversas lítricas generalmente buzantes al E, ubicadas marginalmente a bloques levantados y basculados del basamento cristalino (*Costa, 1999*).

Con relación a la geometría de estas estructuras en profundidad existen numerosas contribuciones. Una de las interpretaciones realizadas a partir de estudios gravimétricos es que estas fallas tienen su superficie de despegue alrededor de 33 km de profundidad (*Introcaso et al. 1987*). Estudios recientes basados en la sismicidad actual (*Richardson et al. 2012; Perarnau et al. 2012*), que posibilitan determinar estructuras activas y su geometría en profundidad, han permitido interpretar el modelo estructural para las Sierras Pampeanas de Córdoba. De acuerdo a los desplazamientos intracorticales inferidos, estos autores sugieren que son estructuras con movimiento inverso, expuestas en superficie, que corresponden a fallas principales preexistentes de la corteza. Asociada a éstas se ha reconocido una zona de sismicidad horizontal entre los 15 y 27 km de profundidad lo cual indica la posición de la superficie de despegue y permite interpretar que estas fallas poseen una geometría lítrica.

Según *Alvarado et al. (2005)* la diferencia que existe en la distribución y características de la sismicidad actual dentro de las Sierras Pampeanas puede atribuirse a que la misma está fuertemente controlada por la litología, ya que los Terrenos que conforman el basamento poseen diferentes orígenes.

Se han relevado deformaciones, que son manifestaciones del acortamiento cuaternario, no solo asociadas a los frentes de levantamiento serrano sino también se las reconoce en la llanura, como una expresión de la continuidad de la traza de las estructuras en esta zona, o bien vinculadas a fallas que están ubicadas alejadas de estos frentes de levantamiento (*Sagripanti et al. 2012*). Se considera que la arquitectura de las morfoestructuras correspondientes al cordón de la Sierra Chica de Córdoba, Sierras Pampeanas Orientales, es el resultado de la actividad cenozoica de estructuras que poseen una orientación preferencial meridiana y presentan asociados fallamientos secundarios oblicuos a los anteriores (*Costa y Vita Finzi, 1996*).

Los estudios neotectónicos desarrollados en la falla del frente occidental de la Sierra Chica son numerosos, principalmente en el valle de Calamuchita, donde se reconocen estructuras con movimiento inverso de alto ángulo ($> 50^\circ$ E) que afectan el basamento ígneo-metamórfico de edad Precámbrico-Paleozoico inferior y de bajo ángulo (20° - 30° E) cuyo bloque elevado corresponde al labio bajo de la falla principal de la sierra, que cabalga o sobrecorre a depósitos sedimentarios de edad cenozoica (*Schlagintweit, 1954; Massabie, 1976, 1987; Kraemer et al. 1988; Wagner-Manslau, 1988; Massabie et al. 1991, 2006; Massabie et al. 1999; Costa et al. 2001*).

Otras investigaciones paleosismológicas han sido realizadas en las secciones más australes de la falla de la Sierra Chica y las morfoestructuras relevadas en este sector han permitido inferir que la actividad tectónica neógena ha sido importante y también corroborar la continuidad de su traza hacia el S en la llanura (*Gallo, 2011; Bettioli, 2012; Sagripanti et al. 2012; Santinelli, 2013*).

En el faldeo occidental de la sierra de Comechingones, en el límite de las provincias de Córdoba y San Luis, la actividad tectónica reciente se observa a lo largo de una falla secundaria, de rumbo aproximado NO-SE, denominada El Molino,

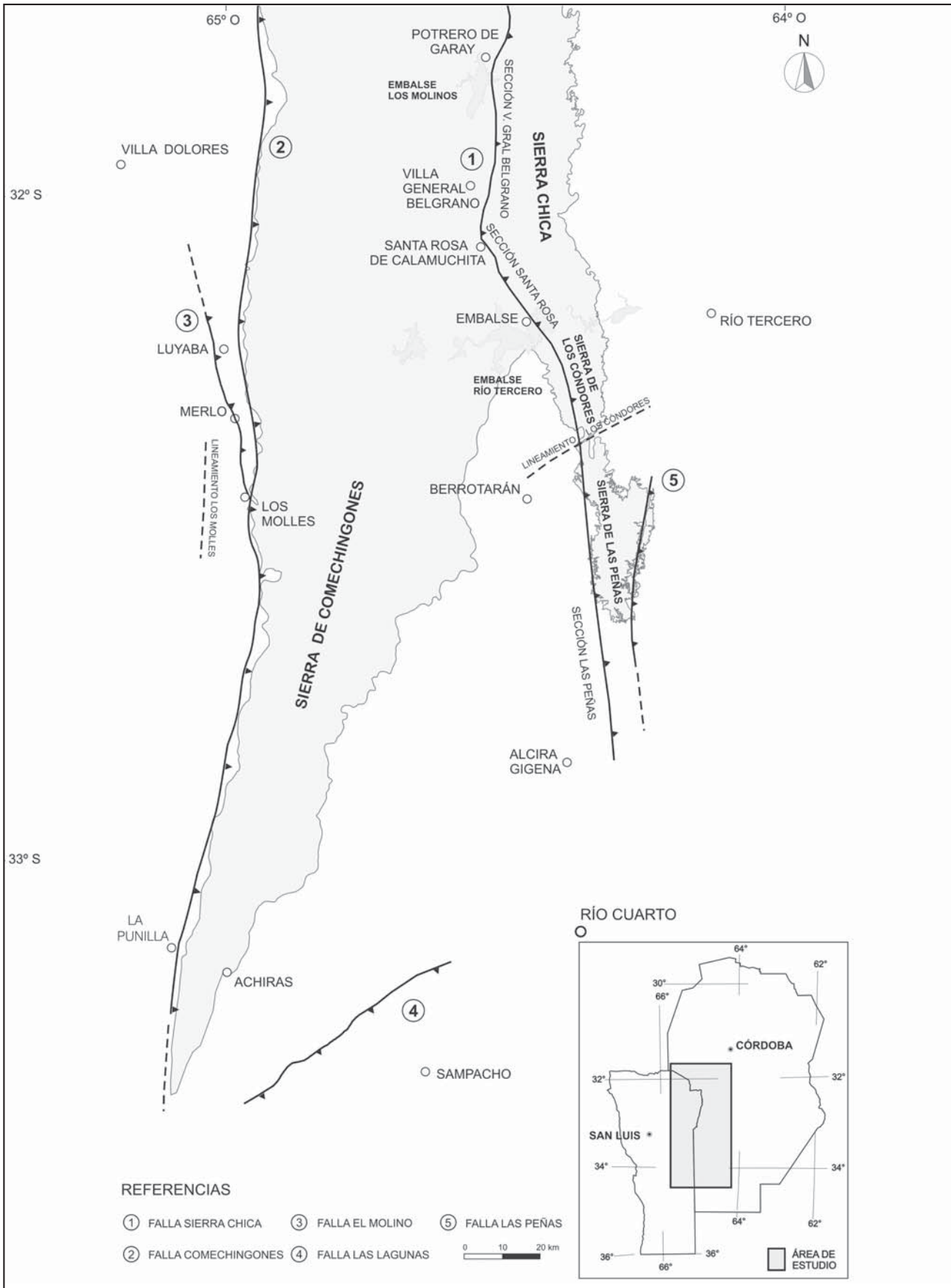


Figura 1. Mapa de ubicación de las fallas con actividad cuaternaria analizadas.

que está ubicada en el pedemonte al oeste del frente de levantamiento serrano que es controlado por la falla Comechingones (Murillo, 1996; Costa y Vita Finzi, 1996; Costa et al. 1999; Costa et al. 2001; Castaldí, 2013).

Los estudios neotectónicos y paleosismológicos desarrollados en el sector ubicado entre el borde suroriental de las sierras de Comechingones y la localidad de Sampacho, falla Las Lagunas, hacen una importante contribución al conocimiento del comportamiento de esta estructura sismogénica, entre éstos se pueden citar los realizados por Mingorance (1987, 1991), Sagripanti et al. (2001, 2003, 2005, 2009, 2011), Sagripanti (2006), Sagripanti y Villalba (2009, 2011), Seitz (2009), Villalba (2011) y Villalba y Sagripanti (2014).

La evaluación del peligro sísmico asociado a una falla sismogeneradora, puede ser a través de dos aproximaciones, una determinística y otra probabilística. En la primera se intenta determinar los valores concretos sobre la parametrización sismogénica de una falla en particular (magnitud de un sismo probable, recurrencia, tasa de movimiento de la falla, etc.), este enfoque normalmente es conservador y útil en regiones donde no se cuenta con una robusta base de datos. En tanto que, el análisis probabilístico trata de integrar a los parámetros asociados a un evento sísmico (aceleraciones, desplazamiento cosísmico, etc.) una probabilidad anual de excedencia en determinados intervalos cronológicos. Este enfoque requiere de una base de datos completa e integrada (Costa, 2004).

La zonificación vigente, de la peligrosidad sísmica de la República Argentina ha sido elaborada solamente sobre la base de la combinación de antecedentes y datos sismológicos históricos e instrumentales y de la cual resulta un mapa de zonificación que está dividido en cinco zonas, denominadas 0, 1, 2, 3 y 4 que corresponden a peligrosidad muy reducida, reducida, moderada, elevada y muy elevada, respectivamente (Castano, 1977; INPRES-CIRSOC-103, 1983). El área de estudio de la presente contribución abarca parte de las provincias de Córdoba y San Luis, y se ubica dentro de las Zonas de Peligrosidad 1 y 2.

METODOLOGÍA

Si bien, en esta contribución se hace una presentación de los avances de estudios realizados en fallas sismogeneradoras, se considera necesario mencionar en forma generalizada las distintas metodologías seguidas para sustentar los datos e interpretaciones que se muestran más adelante.

En todos los casos, los estudios, se iniciaron con una etapa de inventario donde se recopilaron y seleccionaron antecedentes geológicos, estructurales, neotectónicos, paleosismológicos, sismológicos, fotografías aéreas, imágenes satelitarias, mapas, etc.

Se realizaron tres vuelos con toma de fotografías a baja altura y con bajo ángulo de incidencia solar para detectar las deformaciones superficiales y los rasgos más sutiles asociados al fallamiento cuaternario.

Se utilizaron también técnicas geofísicas como sondeos eléctricos verticales, tomografías eléctricas y gravimetría para la ubicación de sitios a excavar.

Sobre la base de la información obtenida por los métodos anteriores se definieron los sitios donde realizar las trincheras principales y de exploración. Estas excavaciones posteriormente se realizaron a pala de mano o mecánica y también se aprovecharon los perfiles de origen antrópico y naturales generados por la disección vertical de la red de drenaje. Complementando esta actividad se realizó el fotologging

correspondiente y la descripción detallada de los niveles estratigráficos y de las deformaciones dúctiles y frágiles reconocidas. En algunos casos se logró obtener muestras para su datación.

Con los datos obtenidos se han realizado determinaciones de algunos parámetros sismogénicos y aproximaciones determinísticas sobre el peligro sísmico de las distintas estructuras consideradas.

FALLAS SISMOGENERADORAS

Las fallas analizadas en el presente trabajo, de acuerdo a sus particularidades, se pueden dividir en dos grupos: fallas ubicadas próximas a los frentes de levantamientos serranos y al O de los mismos, caracterizadas como corrimientos en el labio bajo, de basamento (precámbrico) intensamente fracturado, sobre depósitos de sedimentos terciarios o cuaternarios y fallas ubicadas en la llanura que afectan principalmente a sedimentos cuaternarios.

Entre las del primer grupo, se abordaron tres Secciones de la falla de la Sierra Chica, denominadas Villa General Belgrano, Santa Rosa y Las Peñas, que están comprendidas entre la localidad de Potrero de Garay al norte y el arroyo Tegua al sur (a la latitud de la localidad de Alcira Gigena); y el brazo de la falla Comechingones denominado falla El Molino ubicada entre las localidades de Luyaba al norte y Los Molles al sur.

En el ámbito de llanura, debido a la importancia que revisten las morfologías superficiales y deformaciones reconocidas en sedimentos cuaternarios se escogió la falla Las Lagunas que se ubica entre la localidad de Sampacho y el extremo austral de la sierra de Comechingones.

Falla de la Sierra Chica

Las estructuras cuaternarias reconocidas en las Sierras Pampeanas de Córdoba, se consideran que son reactivaciones de fracturas preexistentes y en la mayoría de los casos están controladas por anisotropías de la estructura interna del basamento. Las deformaciones se encuentran asociadas a las zonas pedemontanas y se manifiestan como corrimientos del basamento cristalino que afecta a los sedimentos cuaternarios (Massabie y Szlafsztein, 1991; Massabie, 1996; Costa, 1999, 2001; Massabie et al. 2006; Sagripanti et al. 2012).

La falla de la Sierra Chica es una de las más importantes de las Sierras de Córdoba. Su escarpa, que enfrenta al oeste, se extiende por más de 200 km desde la localidad de Capilla del Monte, al norte, hasta el lineamiento Los Cóndores, a la latitud de la localidad de Berrotarán. Posee un rumbo general N-S y buzamiento al E y NE, presentando dos inflexiones, una al sur de la localidad de Villa Carlos Paz y la otra al sur del dique Los Molinos, donde se la reconoce como falla Santa Rosa (Bonalumi et al. 2005; Sagripanti et al. 2012).

Un análisis neotectónico de este fallamiento, entre las localidades de Charbonier y Santa Rosa de Calamuchita, ha permitido interpretar dos eventos tectónicos cenozoicos, uno en el límite Mioceno-Plioceno, caracterizado por fallas inversas de alto ángulo (> 50° E) que afectó al basamento ígneo-metamórfico y el otro interpretado como de edad Pleistoceno medio-superior caracterizado por fallas inversas de bajo ángulo (20° y 30° E), que es considerado como un corrimiento emergente del basamento cristalino, intensamente fracturado, sobre depósitos sedimentarios cuaternarios (Massabie, 1976; Kraemer et al. 1988; Wagner-Manslau, 1988; Massabie y Szlafsztein, 1991; Massabie, 1996; Costa et al. 2001; Bonalumi et al. 2005; Massabie et al. 2006).

Los resultados obtenidos de estudios neotectónicos y paleosismológicos realizados en las tres secciones de la falla (Figura 2) permitieron extender la traza de la falla de la Sierra Chica 37 km hacia el sur en la llanura, desde el lineamiento Los Cóndores hasta el arroyo Tegua. Esta sección de la falla tiene movimiento inverso con posible componente de rumbo sinistral (Sagripanti et al. 2012). Las deformaciones reconocidas ponen en evidencia que también este sector de la intraplaca ha estado sometido a episodios de movimientos (Figuras 2a, 2b y 2c) que

han incidido en la evolución del paisaje local. Estas permiten corroborar que el régimen tectónico compresivo actuante en el Cenozoico tiene continuidad en el Holoceno (Sagripanti et al. 2012), ya que las estructuras deformacionales relevadas en sedimentos finos cuaternarios (Figura 2d) se han interpretado asociadas a dos paleoterremotos ocurridos en el Pleistoceno superior y Holoceno superior en la sección Las Peñas (Gallo, 2011; Bettiol, 2012; Sagripanti et al. 2012; Santinelli, 2013).

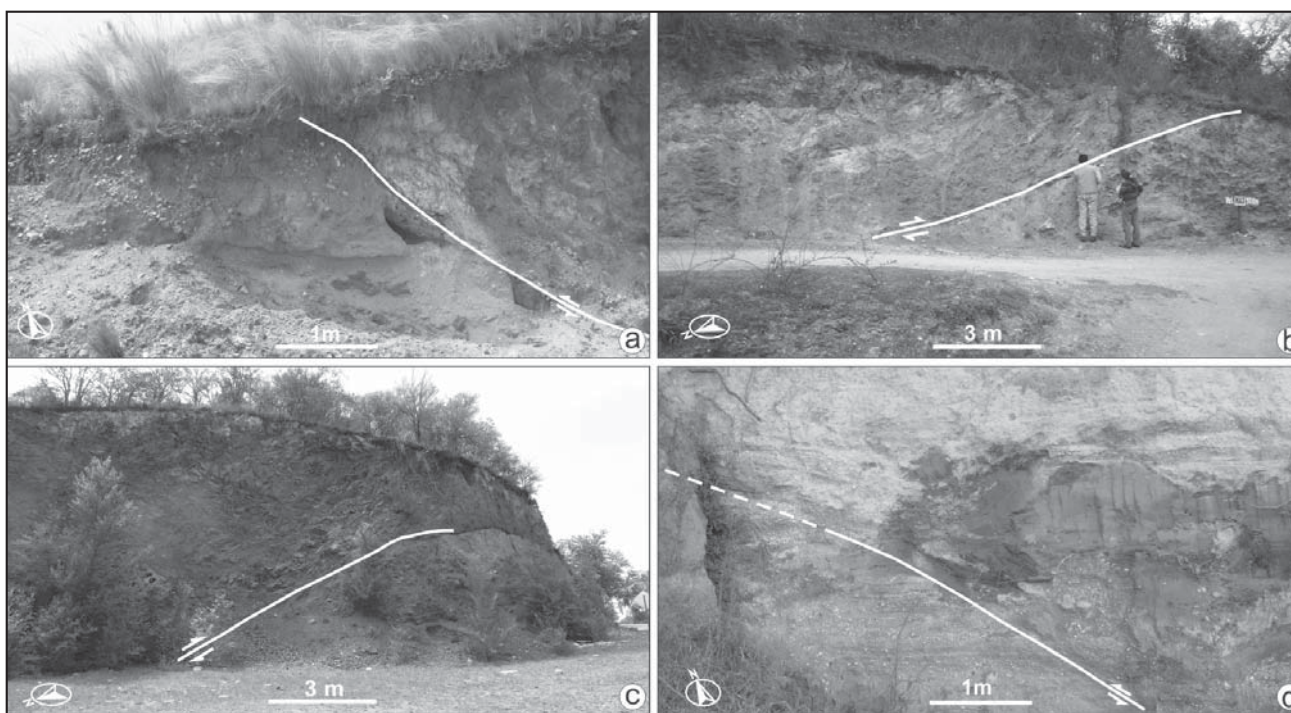


Figura 2. Deformaciones asociadas a la falla de la Sierra Chica: a) perfil Potrero de Garay, b) perfil Villa General Belgrano, c) perfil Santa Rosa, éstos presentan el corrimiento del basamento precámbrico sobre depósitos cuaternarios, y d) perfil arroyo Tegua, falla inversa en sedimentos cuaternarios.

Falla El Molino

Las deformaciones cuaternarias reconocidas en la zona pedemontana de la sierra de Comechingones, al igual que las descritas en la Sierra Chica, están asociadas a fallas inversas que generalmente buzanan al E, que son resultado de la reactivación de fracturas preexistentes y se manifiestan como corrimientos en el labio bajo del basamento cristalino sobre los sedimentos cuaternarios.

Se ha corroborado que la actividad tectónica reciente, en el ámbito de la sierra de Comechingones, no se ubica al pie del frente principal de levantamiento serrano, sino que se reconoce en el pedemonte desplazada hacia sectores occidentales medios y distales del frente serrano y puesta de manifiesto por fallamientos secundarios cuaternarios como la falla El Molino y el lineamiento Los Molles (Castaldi, 2013), coincidente con lo que plantea Costa (1999) sobre la migración de la actividad cuaternaria respecto del frente de levantamiento principal y que es un rasgo que caracteriza a las Sierras Pampeanas de Córdoba.

Las investigaciones neotectónicas y paleosismológicas desarrolladas por Murillo (1996), Costa y Vita Finzi (1996), Costa et al. (2001) y Castaldi (2013), han permitido relevar y

caracterizar diversas deformaciones cuaternarias, asociadas a una estructura que presenta las mejores exposiciones y morfologías superficiales, como la falla El Molino.

La falla El Molino, considerada un brazo de la falla de Comechingones, que controla el frente principal de levantamiento serrano, posee un rumbo general NO-SE y buzamiento al E-NE (25° - 50°). Esta estructura es la que presenta las evidencias más claras de deformaciones modernas en el ámbito de este sistema a esta latitud, y están expresadas como un importante corrimiento con vergencia occidental (Murillo, 1996; Costa et al. 2001; Castaldi, 2013). Su traza resaltada por morfologías superficiales se puede reconocer desde la localidad de Los Molles, al S, hasta aproximadamente la ciudad de Villa Dolores, alcanzado una longitud de 50 km.

La información paleosismológica obtenida por Murillo (1996) y Costa et al. (2001) complementada por estudios recientes mediante la descripción de siete perfiles de trincheras, en los cuales se han relevado evidencias primarias como desplazamientos cosísmicos por evento, desplazamientos de inclinación (Figuras 3a y b) y evidencias secundarias o indirectas como escarpas, disección de abanicos y el basculamiento de

niveles de sedimentos cuaternarios y de paleosuperficies de erosión en el sentido opuesto a la pendiente regional, ha permitido obtener valiosa información sobre la actividad cuaternaria de la falla (*Castaldi, 2013*).

Estos estudios han logrado determinar un desplazamiento cosísmico de 0,41 m y un desplazamiento de inclinación de al menos 3 m, permitiendo interpretar la ocurrencia de numerosos eventos paleosísmicos que, durante el Pleistoceno superior-Holoceno superior, habrían generado una ruptura unitaria superficial de aproximadamente 35 km (*Castaldi, 2013*).

Falla Las Lagunas

En proximidades de la localidad de Sampacho a la latitud 33°30'S, sector sur de la provincia de Córdoba, se ubica la falla Las Lagunas. Esta estructura, con probada actividad cuaternaria, posee importantes antecedentes sísmicos prehistóricos, históricos y actuales. El registro histórico más importante es el de la ocurrencia del Gran Terremoto de Sampacho de magnitud (Richter) M 6,0. La actividad sísmica de la misma es frecuente y se manifiesta mediante sismos de alrededor de M 3,0 (*Sagripanti, 2006; Sagripanti et al. 2009*).

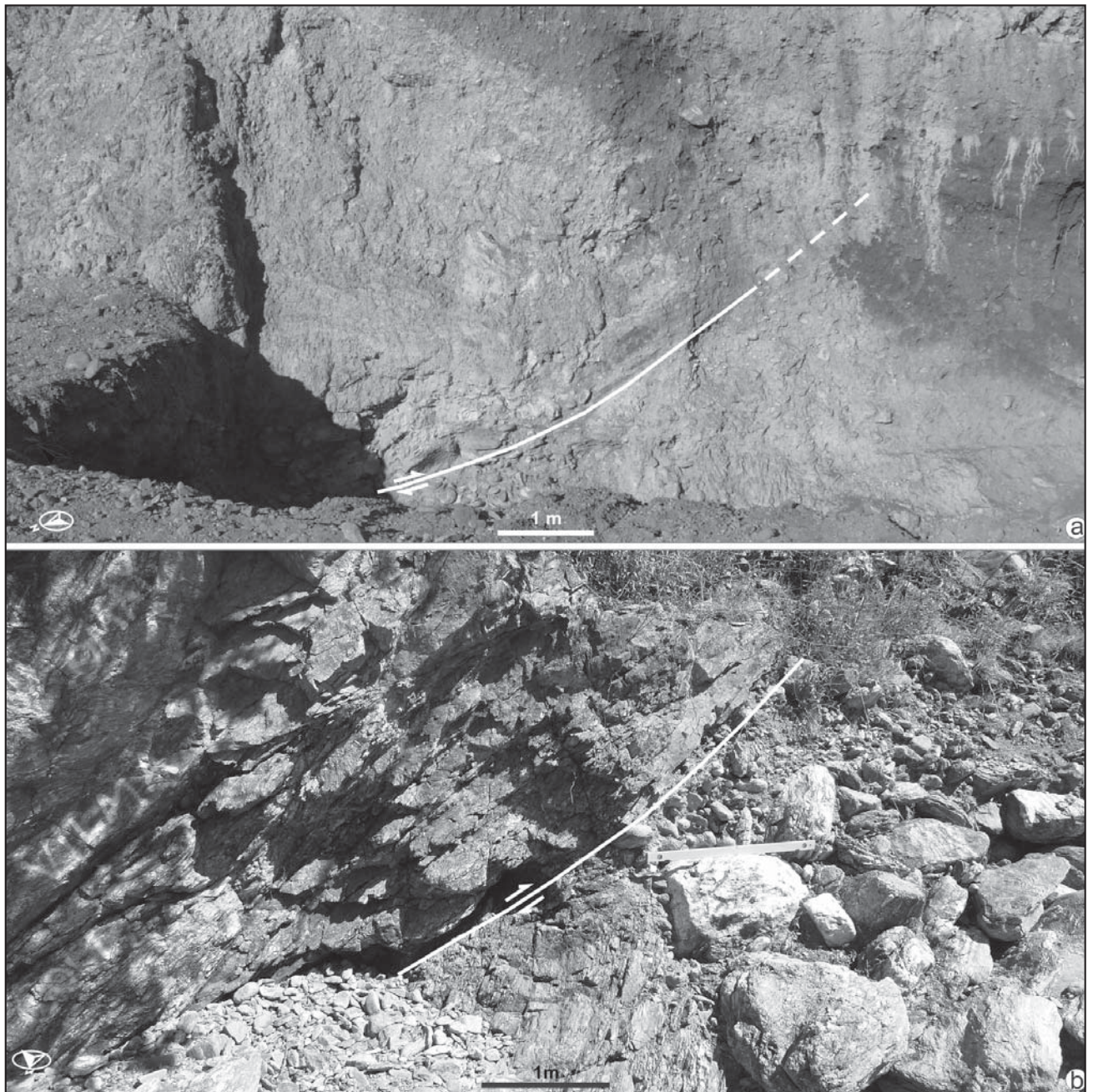


Figura 3. Deformaciones asociadas a la falla El Molino: a) perfil arroyo El Molino y b) perfil Los Molles, éstos presentan el corrimiento del basamento precámbrico sobre depósitos cuaternarios.

La falla Las Lagunas, de movimiento inverso con componente de rumbo dextral, con azimut aproximado 037° - 055° N y plano buzante al SE. Su traza posee una longitud de más de 30 km, aunque se ha estimado, por métodos geofísicos, estratigráficos y paleosismológicos, que la misma hacia el NE podría superar los 60 km (Seitz, 2009; Villalba, 2011; Sagripanti et al. 2011).

La expresión morfológica superficial de esta falla, es una escarpa compuesta o múltiple evento, rectilínea, formada en sedimentos loésicos que alcanza los 8 m de altura en algunas secciones (Figura 4a). Otras expresiones superficiales asociadas a la misma son pequeñas escarpas que poseen el mismo rumbo de la traza principal y que alcanzan los 0,30 m de altura. Estas se preservan claramente a pesar de la erosión y de la importante intervención antrópica a la que están sometidas por lo que se estima que la tasa de movimiento es mayor que la tasa de erosión.

Otras evidencias de actividad cuaternaria, son las estructuras deformacionales cosísmicas presentes, de escala mesoscópica, en sedimentos no consolidados (Sagripanti, 2006; Sagripanti et al. 2009; Sagripanti et al. 2011).

En el logging de las trincheras (Figura 4b) se identificaron estructuras deformacionales en sedimentos lagunares, loésicos y arenas finas. Estas estructuras cosísmicas (inyecciones de arena, diques clásticos, volcanes, cráteres, pliegues, grietas de tensión y fallas), son interpretadas como sismitas (Figuras 4c y d).

La información paleosismológica ha permitido extender el registro temporal de la sismicidad de esta falla e interpretar al menos seis eventos paleosísmicos, definiendo a la última parte del Holoceno como el período de mayor actividad, en el cual se interpreta un patrón de agrupamiento temporal (clustering) de terremotos (Sagripanti, 2006; Sagripanti et al. 2011).

Los parámetros sismogénicos que se han logrado determinar para esta estructura son: desplazamiento cosísmico por evento de 0,30 m, longitud de ruptura unitaria estimada para el Holoceno de aproximadamente 34 km, tasa de movimiento (slip rate) de 0,25 mm/año y período de recurrencia entre 0,92-1,2 ka (Sagripanti, 2006; Sagripanti et al. 2011).

Los resultados obtenidos indican que la falla ejerce un control activo sobre la morfología superficial y que la sismicidad tiene continuidad, al menos, desde el Pleistoceno hasta la actualidad.

ACTIVIDAD TERCIARIA-CUATERNARIA

La información neotectónica y paleosismológica ha permitido interpretar numerosos eventos paleosísmicos cuyas evidencias presentan características distintivas según el ámbito (frente de levantamiento o llanura) en donde han sido generadas. Si bien las estructuras analizadas en todos los casos responden a esfuerzos compresivos, las correspondientes al frente de levantamiento serrano se caracterizan por el sobrecorrimiento (de bajo ángulo y vergencia al O) del basamento metamórfico precámbrico-paleozoico, sobre depósitos sedimentarios cuaternarios generando escarpas que no tienen una expresión importante en el relieve. Las estructuras deformacionales son eminentemente de carácter frágil ya que, dado que los materiales sedimentarios son de granulometría gruesa, las deformaciones dúctiles son difíciles de identificar o están ausentes. En este ámbito, donde los planos de ruptura son evidentes, se han podido identificar desplazamientos totales de 3 a 4 m.

Por el contrario, en las fallas que se ubican en la llanura, que se desarrollan en sedimentos cenozoicos, la identificación del plano de ruptura es más difícil dado el carácter friable de los materiales. En la mayoría de los casos presentan evidencias

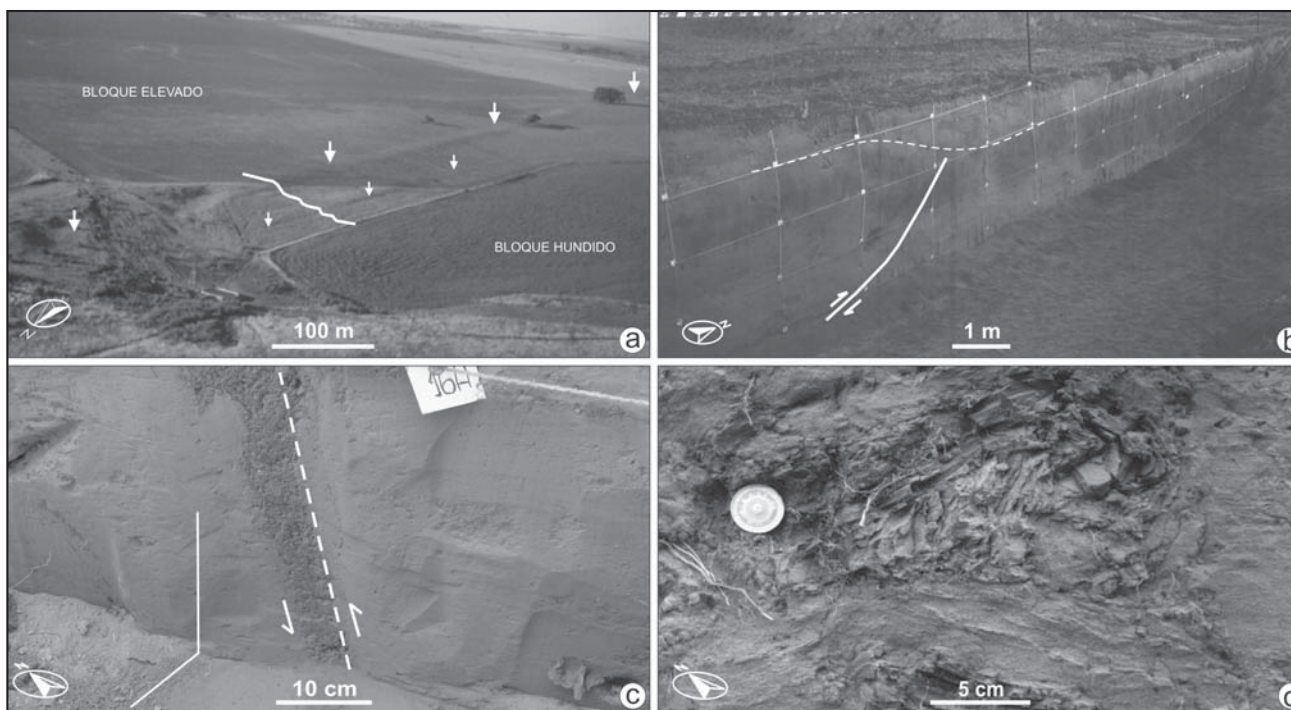


Figura 4. a) vista aérea oblicua de la escarpa de falla principal y pequeñas escarpas, b) vista de una trinchera excavada transversal a la traza de la falla, c) exposición de un plano secundario de la falla relleno con sedimentos lagunares y d) pliegue en sedimentos lagunares (2.820 ± 60 a A P) con vergencia hacia bloque hundido.

como estructuras deformacionales de escala mesoscópica tanto frágiles como dúctiles, en sedimentos finos (eólicos y lagunares). Asociado a esto el desarrollo de morfologías superficiales, como escarpas y pequeñas escarpas rectilíneas permiten, en algunos casos, interpretar múltiples eventos y evidencian el control activo de las estructuras sobre la morfología a pesar de la erosión y la actividad antrópica, poniendo de manifiesto que la actividad holocena de las fallas tiene continuidad en el presente.

Los períodos de actividad de las distintas estructuras están comprendidos desde tiempos miocenos hasta el holoceno inclusive. Con el fin de facilitar la lectura e interpretación de la información obtenida, ésta se presenta en una tabla de síntesis

(Tabla 1) que contiene las épocas, período de actividad de las distintas fallas y autores que han hecho los reportes de esta actividad.

El análisis del cuadro de síntesis (Tabla 1) permite interpretar que si bien algunas de las estructuras estudiadas han tenido actividad terciaria, se destaca que todas presentan actividad desde el límite Pleistoceno-Holoceno hasta la actualidad. Esto le confiere a las mismas, en términos de peligrosidad, una relevante importancia y por esta razón se considera imperativo hacer una aproximación más precisa sobre el potencial sísmogénico asociado.

Tabla 1. Cuadro de síntesis de la actividad terciaria-cuaternaria de las fallas analizadas.

FALLA	PERÍODO CON ACTIVIDAD												AUTORES
	MIOCENO			PLIOCENO			PLEISTOCENO			HOLOCENO			
	I	M	S	I	M	S	I	M	S	I	M	S	
Sierra Chica			■									■	<i>Massabie, 1996; Costa et al. 2001; Gallo, 2011; Bettiol, 2012; Sagripanti et al., 2012; Santinelli, 2013</i>
El Molino												■	<i>Murillo, 1996; Costa et al. 2001; Castaldi, 2013</i>
Las Lagunas												■	<i>Sagripanti, 2006; Seitz, 2009; Sagripanti et al. 2011; Villalba y Sagripanti, 2014</i>

POTENCIAL SISMOGÉNICO

En regiones como los límites convergentes de placas ocurren frecuentemente fuertes terremotos cuya magnitud máxima puede ser obtenida directamente de los registros históricos, en cambio, en sectores de intraplaca, tectónicamente más estables, la ocurrencia de estos fenómenos naturales es menos frecuente y su magnitud debe ser estimada indirectamente (*Clark et al. 2010*). En este caso, la información que aporta la paleosismología se considera muy importante para la reconstrucción del registro de la sismicidad prehistórica y para la estimación de la magnitud máxima, ya que permite hacer una evaluación sobre el potencial sísmogénico de una falla en particular.

Los resultados obtenidos por medio de investigaciones paleosismológicas mejoran significativamente el conocimiento del peligro sísmico a largo plazo y están basados en la determinación de la magnitud y número de terremotos a partir de la medición de las deformaciones y morfologías resultantes. Estos parámetros sísmogénicos pueden proveer dos estimaciones independientes de la magnitud máxima (*Clark et al. 2010; Leonard, 2010*).

Los parámetros necesarios para determinar el potencial sísmogénico de una falla son varios, entre éstos, la estimación de la paleomagnitud es uno de los más importantes y ésta se puede calcular utilizando evidencias primarias como la longitud de ruptura junto al desplazamiento de la falla. Estas evidencias asociadas a paleoeventos, que normalmente se manifiestan como superficies de rupturas, permiten escalar el tamaño de un

terremoto por medio de fórmulas empíricas (*Bonilla, 1988; Wells y Coppersmith, 1994; Mc Calpin, 1996*).

Algunos de los parámetros de las estructuras analizadas como desplazamiento cosísmico, desplazamientos de inclinación acumulado, longitud de ruptura unitaria estimada, tasa de movimiento y período de recurrencia, permitieron realizar una aproximación determinística para la evaluación del peligro sísmico de las tres fallas aplicando las fórmulas empíricas propuestas por *Bonilla et al. (1984); Wells y Coppersmith (1994) y Somerville (2006)* para cuantificar la magnitud (M) y la magnitud del momento sísmico (M_w), correspondientes a paleoterremotos y terremotos futuros.

En el caso de la falla de la Sierra Chica se consideró a la sección Las Peñas, donde se interpretó la ocurrencia de paleoterremotos. Para el cálculo se utilizaron datos como el desplazamiento cosísmico de 0,35 m relevado en el perfil de una de las trincheras, la profundidad hipocentral de 27 km y una longitud de ruptura unitaria holocena de 20 km. Se obtuvo una paleomagnitud de M 6,9 y M_w 6,9-7,0 y la magnitud estimada para un terremoto máximo posible si la reactivación involucrara las tres secciones analizadas (aproximadamente 100 km) es de M 6,9 y M_w 7,5.

En la valoración del potencial sísmogénico de la falla El Molino, se consideró un desplazamiento cosísmico de 0,40 m y como profundidad hipocentral 27 km, que se considera la profundidad más frecuente para los sismos con epicentro en la región y una longitud de ruptura holocena de 35 km (entre Los Molles y Luyaba) y de aproximadamente 65 km, si se

reactivaran todas las secciones de la falla (Castaldi, 2013). Los valores de paleomagnitud obtenidos fueron de $M 7,0$ y $M_w 7,0$ y la magnitud para un terremoto máximo posible de $M 7,2$ y $M_w 7,3$.

Para el caso de la falla Las Lagunas, Sagripanti (2006) utilizó en el cálculo un desplazamiento cosísmico de 0,30 m y una profundidad hipocentral entre 20 km y 33 km, que consideró la más frecuente para los sismos y microsismos con epicentro en la región. Otro parámetro que utilizó para el cálculo fue una longitud de ruptura unitaria holocena de 24 km, que corresponde al rasgo morfológico más significativo, mientras que Seitz (2009) ha prolongado la traza de la estructura 9 km hacia el NE.

Los valores de paleomagnitud obtenidos a partir de los datos mencionados, fueron de $M 6,6$ y $M_w 6,6$ y la magnitud para un terremoto máximo posible de $M 7,0$ y $M_w 7,0$ (Sagripanti, 2006; Seitz, 2009; Sagripanti et al. 2011).

El análisis de los valores obtenidos para las tres fallas permite sintetizar que las paleomagnitudes determinadas son entre $M 6,6-7,0$ y $M_w 6,6-7,0$ y la magnitud calculada para un terremoto máximo posible varía entre $M 6,9-7,2$ y $M_w 7,0-7,5$.

Otra interpretación que se puede realizar sobre la base de los valores de magnitud obtenidos es que el tamaño de los terremotos prehistóricos y de los terremotos máximos posibles es similar, ya que sus valores mayores y menores están comprendidos en un intervalo de aproximadamente un punto de magnitud, es decir entre $M 6,6-7,5$. Aún así, no se debe perder de vista que una diferencia de un grado de magnitud implicaría una liberación de energía 30 veces superior (Bolt, 1995).

CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

Los valores obtenidos para las tres fallas permiten concluir que las paleomagnitudes son consistentes con el umbral de magnitud de $M \geq 6,5$ propuesto por Costa (2004), para las Sierras Pampeanas y que la magnitud calculada para un terremoto máximo posible es superior a los registros históricos e instrumentales de la región.

Sobre la base de los datos disponibles se concluye que el mayor potencial sismogénico correspondería a la falla de la Sierra Chica y, con menor potencial, le siguen las fallas El Molino

y Las Lagunas, en cualquiera de los casos el mismo es importante y actualmente está siendo subestimado.

Un enfoque sobre el peligro sísmico asociado a las fallas analizadas, considerando por una parte la ausencia de registros históricos con evidencias de deformaciones cosísmicas generadas por terremotos fuertes, a excepción del Gran Terremoto de Sampacho y, por otra, la importante actividad que han desarrollado estas estructuras durante el Holoceno, permite plantear que existe la posibilidad cierta, de la ocurrencia de fuertes terremotos con epicentro en la zona, como así también que pueden existir otras fuentes sismogeneradoras en el área que aún no han sido reconocidas, tal vez ignoradas y no valoradas hasta el presente.

Los antecedentes sobre la paleosismicidad están indicando que el potencial sismogénico de la región, no se corresponde con el asignado por el INPRES a la Zona de Peligrosidad 1 y 2, ya que el mismo es mayor, por lo tanto se estima que, de acuerdo a la magnitud máxima calculada, las posibles aceleraciones al pico del suelo excederían de forma muy amplia a las esperadas.

En zonas sísmicamente activas en las que se emplazan importantes centros urbanos, carreteras, centrales hidroeléctricas y nucleares, como en las provincias de Córdoba y San Luis y siendo las aceleraciones un parámetro de diseño de las construcciones, se considera que, sobre la base del potencial sismogénico que poseen estas fallas geológicas con actividad cuaternaria, se deberían redefinir los límites de las zonas de peligrosidad ya que, de mantenerse como hasta el presente, se seguiría subestimando el peligro sísmico de la región.

Al mismo tiempo y como otra manera de disminuir el riesgo sísmico se propone planificar acciones de prevención y concientización, consideradas herramientas importantes y económicas, para disminuir la vulnerabilidad sísmica entre las que pueden mencionarse la definición e implementación de planes de gestión del riesgo y la exigencia y control de la aplicación de normas sismorresistentes para la construcción edilicia.

Finalmente, se considera que se debería avanzar en el conocimiento de los parámetros sismogénicos de las fallas activas reconocidas, y de otras presentes en la intraplaca, para lograr a futuro hacer una estimación más realista del potencial sismogénico y riesgo sísmico asociado a este tipo de estructuras.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

ALVARADO, P., CASTRO DE MACHUCA, B. Y S. BECK, 2005.

Comparative seismic and petrographic crustal study between the Western and Eastern Sierras Pampeanas region (31°S). *Revista de la Asociación Geológica Argentina* 60 (4): 787-796. Buenos Aires.

BETTIOL, A., 2012.

Estudio neotectónico de las fallas con actividad cuaternaria, ubicadas al Sur de las Sierras Las Peñas. *Tesis de licenciatura, Universidad Nacional de Río Cuarto (inédita)*, 115 p., Río Cuarto.

BOLT, B.A., 1995.

Earthquakes. *W.H-Freeman and Co.* 331p. New York.

BONALUMI, A.A., MARTINO, R., SFRAGULLA, J.A., CARIGNANO, C.A. Y A. TAUBER, 2005.

Hoja Geológica Villa María 3363-I. *Programa Nacional de Cartas Geológicas de la República Argentina*, 1:250.000, 74 p., Buenos Aires.

BONILLA, M., 1988.

Minimum earthquake magnitude associated with coseismic surface faulting. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 25: 17-29.

- BONILLA, M., R. MARK Y J. LIENKAEMPER, 1984.
Statistical relations among earthquake magnitude, surface rupture length, and surface fault displacement.
USGS. Open-File Report 84-256. Version 1.1.
- CASTALDI, G.S., 2013.
Relevamiento y caracterización de las deformaciones neógenas-cuaternarias asociadas a la falla El Molino, Sierra de Comechingones.
Tesis de licenciatura, Universidad Nacional de Río Cuarto (inédita), 112 p., Río Cuarto.
- CASTANO, J.C., 1977.
Zonificación sísmica de la República Argentina. Instituto Nacional de Prevención Sísmica.
Publicación Técnica N° 5, 42 p.
- CLARK, D., MC PHERSON, A. Y C. COLLINS, 2010.
Mmax estimates for the Australian stable continental region (SCR) derived from palaeoseismicity data.
Australian Earthquake Society Conference, Perth, western Australia. 15 p., Perth.
- COSTA, C. Y C. VITA FINZI, 1996.
Late holocene faulting in the southeast Sierras Pampeanas of Argentina.
Geology, Vol 24 (12): 1127-1130.
- COSTA, C., GONZÁLEZ DÍAZ, E., MURILLO, M., GARDINI, C., GIACCARDI, A., SEQUEIROS, J. Y S. BEA, 1999.
Morfotectónica del frente de levantamiento andino de la sierra de Comrechingones.
14° Congreso Geológico Argentino, Actas 1: 32.
- COSTA, C., MURILLO V., SAGRIPANTI G., Y C. GARDINI, 2001.
Quaternary intraplate deformation in the southeastern Sierras Pampeanas, Argentina.
Journal of Seismology 5: 399-409.
- COSTA, C., 2004.
¿Microtectónica en el Cuaternario?: Métodos y aplicaciones de la paleosismología.
Revista de la Asociación Geológica Argentina, Serie D: Publicación Especial N° 7: 9-19. Buenos Aires.
- GALLO, M. 2011.
Estudio neotectónico de la falla Sierra Chica en la sección Las Peñas-Los Cóndores.
Universidad Nacional de Río Cuarto, Tesis de licenciatura, (inédita), 103 p., Río Cuarto.
- INPRES-CIRSOC-103, 1983.
Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes.
Construcciones en General. INPRES. Centro de investigación de los reglamentos nacionales de seguridad para las obras civiles. Parte I. 109 p.
- INTROCASO, A., LION, A.L. Y V. RAMOS, 1987.
La estructura profunda de las Sierras de Córdoba.
Revista de la Asociación Geológica Argentina 13 (1-2): 177-187. Buenos Aires.
- JORDAN, T., ISACKS B., ALLMENDINGER R., BREMER J. Y V. RAMOS, 1983.
Andean Tectonics related to geometry of subducted Nazca Plate:
Geological Society of America Bulletin 94: 341-361.
- JORDAN, T. Y R.W. ALLMENDINGER, 1986.
The Sierras Pampeanas of Argentina; a modern analogue of Rocky Mountain foreland deformation.
American Journal of Science 286: 737-764.
- KRAEMER, P., MARTINO, R., GIAMBASTIANI, M. Y J. SFRAGULLA, 1988.
Análisis dinámico cinemático preliminar de la falla Santa Rosa, Departamento de Calamuchita, Provincia de Córdoba.
5° Reunión de Microtectónica, Actas 1: 107-114. Córdoba.
- LEONARD, M., 2010.
Earthquake Fault Scaling: Relating rupture length, width, average displacement, and moment release.
Bulletin of the Seismological Society of America, 100: 1971-1988.
- MASSABIE, A., 1976.
Estructura tectónica cenozoica entre Charbonier y Cosquín, provincia de Córdoba.
6° Congreso Geológico Argentino, Actas 1: 109-123. Buenos Aires.
- MASSABIE, A., 1996.
Fallamiento neotectónico en las Sierras Pampeanas Orientales. Implicancias aplicadas a diferentes escalas.
Actas Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería 10: 187-198.
- MASSABIE, A.C. Y C.F. SZLAFSZTEIN, 1991.
Condiciones geomecánicas y edad del fallamiento neotectónico en las Sierras Pampeanas Orientales, Córdoba, Argentina.
Actas Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería 6: 154-168.

- MASSABIE, A., MUTTI, D., NESTIERO, O. y A. SANGUINETTI, 1999.
Control múltiple del fallamiento neotectónico en las Sierras Pampeanas Orientales, Provincias de Córdoba, San Luis y Santiago del Estero.
Revista de la Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente, 13: 117-123.
- MASSABIE, A., CEGARRA, M. y A. SANGUINETTI, 2006.
Estructura y edad de fallamiento cuaternario a la latitud de Bialet Massé, Sierra Chica de Córdoba.
12º Reunión sobre Microtectónica y Geología Estructural. Asociación Geológica Argentina, publicación especial 9: 107-112. Salta.
- MC CALPIN, J., 1996.
Paleoseismology, Acad Press. 587 p.
- MINGORANCE, F., 1987.
Operativo sismológico móvil con motivo del sismo ocurrido el 24 de Marzo de 1987 en Sampacho, Córdoba.
INPRES. Informe Técnico 14 p.
- MINGORANCE, F., 1991.
Análisis y evaluación del tectonismo reciente asociado a la falla Sampacho, provincia de Córdoba, Argentina Central.
Instituto Panamericano de Geofísica e Historia de México. N° 35: 13-39.
- MURILLO, M.V., 1996.
Neotectónica del flanco occidental de la sierra de Comechingones, entre los arroyos Piedra Blanca y San Miguel (provincia de San Luis).
Tesis de licenciatura, Universidad Nacional de Buenos Aires (inédita), 135 p., Buenos Aires.
- PERARNAU, M., GILBERT, H., ALVARADO, P., MARTINO, R. y M. ANDERSON, 2012.
Crustal structure of the Eastern Sierras Pampeanas of Argentina using high frequency local receiver functions.
Tectonophysics, Vol. 580: 208-217.
- PILGER, R. 1981.
Plate reconstructions, aseismic ridges, and low-angle subduction beneath the Andes. Geological Society of America
Bulletin, Parte 1, 92: 448-456.
- RAMOS, V., 1999.
Rasgos estructurales del territorio argentino.
Geología Argentina. Anales 29 (24): 715-784. Instituto de Geología y Recursos Minerales.
- RAMOS, V., CRISTALLINI, E. y D. PÉREZ, 2000.
El levantamiento de las Sierras Pampeanas en la zona de subducción subhorizontal.
15º Congreso Geológico Argentino. Actas: 265-270. El Calafate.
- RAMOS, V., CRISTALLINI, E. y D. PÉREZ, 2002.
The Pampean flat-slab of the Central Andes.
Journal of South American Earth Sciences 15: 59-78.
- RICHARDSON, T., GILBERT, H., ANDERSON, M. y K.D. RIDGWAY, 2012.
Seismicity within the actively deforming Eastern Sierras Pampeanas, Argentina.
Geophysics 188:408-420.
- SAGRIPANTI, G.L., 2006.
Neotectónica y peligro sísmico de la región de Sampacho, departamento Río Cuarto. Provincia de Córdoba.
Tesis Doctoral, Universidad Nacional de Río Cuarto (inédita), 300 p., Río Cuarto.
- SAGRIPANTI, G.L., VILLALBA, D., BETTIOL, A. y C. SEITZ, 2009.
Sismicidad y paleosismicidad en la región sur de la provincia de Córdoba. Análisis del peligro y riesgo sísmico asociado.
Revista de la Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente 23: 45-53.
- SAGRIPANTI, G., y D. VILLALBA, 2011.
Movimientos prehistóricos y recientes en la intraplaca argentina a la latitud 33° S, falla Las Lagunas, Sampacho, Córdoba.
Revista de la Asociación Geológica Argentina 68 (4): 491-501.
- SAGRIPANTI, G.L., SCHIAVO, H.F., FELIZZIA, J., VILLALBA, D., AGUILERA, D., GIACCARDI, A. y J. MEMBRIVES, 2011.
Fuertes paleosismos de intraplaca y sus retornos vinculados a la falla Las Lagunas, Sierras Pampeanas de Córdoba.
Revista de la Asociación Geológica Argentina 68: 52-70.
- SAGRIPANTI, G.L., VILLALBA, D. y M. VILLEGAS, 2012.
Nuevas evidencias de deformaciones cuaternarias asociadas a la falla Sierra Chica. Sierras Pampeanas de Córdoba.
Revista de la Asociación Geológica Argentina 69 (4): 624-639.
- SANTINELLI, M.A., 2013.
Caracterización de las deformaciones Neógenas-Cuaternarias asociadas a la falla Sierra Chica sector embalse de Río Tercero-Villa General Belgrano.
Universidad Nacional de Río Cuarto, Tesis de Licenciatura (Inédita) 110 p., Río Cuarto.

- SCHLAGINTWEIT, O., 1954.
Una interesante dislocación en Potrero de Garay (valle de Calamuchita) y observaciones sobre la Sierra Chica y Grande de Córdoba.
Revista de la Asociación Geológica Argentina 9: 135-154. Buenos Aires.
- SEITZ, C., 2009.
Relevamiento neotectónico de nuevas secciones de la falla Las Lagunas, sur de Córdoba.
Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional de Río Cuarto (inédita), 102 p., Río Cuarto.
- SMALLEY, R.JR., PUJOL, J., REGNIER, M., CHIU, J.M., CHATELAIN, J.L., ISACKS, B.L., ARAUJO, M., Y N. PUEBLA, 1993.
Basement seismicity beneath the Andean Precordillera thin-skinned thrust belt and implications for crustal and lithospheric behavior.
Tectonics, 12: 63-76.
- SOMERVILLE, P., 2006.
Review of magnitude-area scaling of crustal earthquakes.
Report to WGCEP, 22 p., URS Corp., Pasadena.
- VILLALBA, D., 2011.
Estudio neotectónico y geodésico tendiente a comprobar movimientos prehistóricos y recientes de la falla Las Lagunas, Sampacho.
Tesis de licenciatura, Universidad Nacional de Río Cuarto (inédita), 142 p., Río Cuarto.
- VILLALBA, D. Y G.L. SAGRIPANTI, 2014.
Análisis morfológico de escarpas asociadas a una falla de intraplaca con actividad cuaternaria: falla Las Lagunas, Córdoba.
Revista de la Asociación Geológica Argentina 71 (1): 86-95.
- WAGNER-MANSLAU, A., 1988.
Estudio geológico-estructural del valle de Calamuchita entre Villa General Belgrano y Santa Rosa de Calamuchita. Provincia de Córdoba.
Tesis de licenciatura, Universidad Nacional de Buenos Aires (inédita), 73 p., Buenos Aires.
- WELLS, D. Y K. COOPERSMITH, 1994.
New empirical relationships among magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture area and surface displacement.
Bulletin Seismological Society of America. 84: 974-1.002.



Transporte de sustancias contaminantes en la zona no saturada del sector industrial planificado (Tornquist, provincia de Buenos Aires)

Pollutant substances transport in the vadose zone of the planned industrial sector (Tornquist, Buenos Aires province)

Lexow, Claudio ^{1,2} ✉ - Albouy, René ² - Carrica, Jorge ² - Lafont, Daniela ²

Recibido: 17 de diciembre de 2013 • Aceptado: 02 de mayo de 2014

Resumen

Mediante la aplicación del programa HYDRUS 2D/3D se simularon diversos escenarios con el fin de analizar el flujo no saturado y el transporte de sustancias en el subsuelo de un Sector Industrial Planificado (SIP) en proximidades de la localidad de Tornquist, en la cuenca superior del río Sauce Chico, provincia de Buenos Aires. La zona no saturada (ZNS) del área de estudio está caracterizada por sedimentos loésicos y una capa de tosca prácticamente impermeable y discontinua en su techo. El acuífero freático se encuentra contenido en los Sedimentos Pampeanos. La determinación de la recarga en tránsito por medio del programa (Balshort V.3) permitió considerar dicho vector para evaluar el transporte de solutos no reactivos ($K_d = 0$) y reactivos ($K_d = 2$ y $K_d = 30$) en la ZNS. Estas últimas opciones también se evaluaron ante condiciones de carga hidráulica constante emulando pérdidas a partir de tanques o conductos enterrados. Se definieron tiempos de tránsito lo suficientemente prolongados y distancias de migración muy restringidas en las porciones superficiales que garantizan la degradación de las sustancias contaminantes antes de alcanzar el nivel acuífero.

Palabras clave: HYDRUS 2D/3D, flujo no saturado, vulnerabilidad.

Abstract

In order to analyze the unsaturated flow and transport of substances in the subsoil of a Planned Industrial Sector near Tornquist town, in the Sauce Chico upper basin, different scenarios were simulated using HYDRUS 2D/3D software. In the study area, the vadose zone is characterized by loessic sediments and an impermeable and discontinuous layer of calcareous sediments in the upper portion. The phreatic aquifer is contained in the Sedimentos Pampeanos. Determining recharge transit by Balshort V3 program allowed to consider this vector to evaluate nonreactive ($K_d = 0$) and

1. PAID Comisión de Investigaciones Científicas (CIC),
Provincia de Buenos Aires, Argentina.

2. Departamento de Geología, Universidad Nacional del Sur,
San Juan 670, 8000 Bahía Blanca, Argentina.

✉ lexow@uns.edu.ar

reactive ($K_d = 2$ and $K_d = 30$) solute transport in the vadose zone. These latter options were also evaluated under conditions of constant hydraulic head emulating losses from tanks or buried pipes. Long transit times and restricted migration distances, in the surface portions, were defined. These conditions ensure contaminants degradation before reaching the water table.

Keywords: HYDRUS 2D/3D, unsaturated flow, vulnerability.

INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas la actividad del hombre, tanto urbana, agrícola como industrial, ha crecido significativamente en todo el mundo aumentando la aparición de una serie de consecuencias negativas, entre ellas, algunas relacionadas con la contaminación de los recursos hídricos. En la región de Bahía Blanca y en el ámbito serrano del sur de la provincia de Buenos Aires este cuadro de situación adquiere cada vez más relevancia y, dado el potencial de los recursos hídricos subterráneos como fuente de abastecimiento para consumo humano, se plantea la necesidad de aumentar el grado del conocimiento del medio que se interpone entre la superficie del suelo y el acuífero freático conocido como zona no saturada (ZNS). Es en este contexto, que la ZNS adquiere relevancia al constituirse como el principal elemento de protección natural contra la degradación del agua subterránea. Todas las sustancias químicas que puedan disponerse sobre o por debajo de la superficie del suelo al migrar a través de la ZNS experimentan una serie de modificaciones impuestas por las condiciones del medio, adsorción, precipitación, oxidación, etc., que contribuyen al aumento del tiempo de tránsito y por ende a la atenuación del proceso contaminante.

El desarrollo de programas de computación para el cálculo de flujo y transporte de solutos en el medio no saturado, como es el caso del HYDRUS 2D/3D (Simunek et al., 2006) entre otros, permite, a partir del modelo conceptual hidrogeológico, su implementación como herramienta interpretativa. Este fin en este caso es viable puesto que de la región se ha alcanzado un conocimiento fehaciente del comportamiento hidrológico e hidrogeológico a nivel de cuenca (Albouy, 1994, 1997), como así también de otros aspectos hidrogeológicos (recarga, zona no saturada, suelos, etc.) que pueden ser extrapolables para toda la región pedemontana sudoccidental de las sierras Australes (Carrica, 1998; Lexow, 2002, 2010). De esta manera es factible estudiar la dinámica del sistema, organizar datos de campo y planificar futuras medidas tendientes a la preservación del recurso. El objetivo del presente trabajo es evaluar la movilidad en la zona no saturada de sustancias reactivas y no reactivas potencialmente contaminantes mediante la aplicación del programa HYDRUS 2D/3D en un sector donde se instalará un parque industrial ubicado en proximidades de la localidad de Tornquist. El tipo de industrias que se pretenden radicar comprenden actividades diversas: alimenticia, construcción, textil y maderera, fábricas de embutidos, hormigón, ropa blanca, muebles, etc. Se plantea como hipótesis que dadas las condiciones hidrogeológicas del sector, el tipo de sedimentos presentes, la profundidad de la ZNS y las características de las diferentes sustancias industriales a utilizar como también la carga hidráulica de las mismas, las condiciones físico-químicas del agua subterránea del sector no se verían modificadas por la actividad planificada.

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio (Figura 1) se ubica aproximadamente a unos 3 Km al NO de la localidad de Tornquist (Provincia de Buenos Aires, Argentina). El clima de la zona es subhúmedo, transicional a árido y de tipo mesotermal con una precipitación media anual de 781,5 mm y una temperatura media anual de 14,7°C (Albouy, 1997). El área corresponde morfológicamente a una llanura periserrana cuyo desarrollo areal está limitado hacia el NE por los afloramientos cuarcíticos de las Sierras Australes (González Uriarte, 1984). Se eleva unos 300 msnm y presenta una baja pendiente topográfica (<5%). El acuífero libre de la zona está contenido en los Sedimentos Pampeanos (Fidalgo et al., 1975) constituidos por limos arenosos compactos con cemento de carbonato de calcio, que culminan con un manto de tosca discontinuo, de espesor variable. Conforman una alternancia de niveles acuíferos-acuitardos que se comportan como un sistema único de transmisión de agua. En inmediaciones de las sierras estos sedimentos se apoyan directamente sobre las cuarcitas paleozoicas (Albouy, 1997).

La zona de estudio se caracteriza por presentar una zona no saturada potente, de material loésico que aumenta progresivamente de espesor hacia el sur. La capa de tosca aflora o está cubierta por los suelos del área. Éstos conforman una asociación de Haplustoles típicos y petrocálcicos y Argiudoles típicos de textura limo-arcillosa (INTA, 1989). Los suelos Haplustoles petrocálcicos se ubican en las partes más altas donde la tosca subaflora, mientras que los Argiudoles sepultan a la topografía preexistente destacándose en los sectores más bajos.

Los niveles freáticos más someros (3-10 m) están relacionados a la proximidad de los cauces de la red superficial de agua. La capa acuífera se acuña hacia sus bordes de cabecera y aumenta progresivamente de espesor en dirección a la llanura hasta alcanzar máximos de 200 m. En el sector de estudio la profundidad del nivel freático se encuentra entre 10 y 15m. La recarga (R) del acuífero freático se produce en forma preferencial en los sedimentos permeables modernos del piedemonte, pero también se verifica en toda la superficie de la cuenca, por infiltración directa del agua de lluvia. Representa en término medio una recarga del 15% de las precipitaciones (Albouy, 1997). El sentido general de circulación del flujo subterráneo es NE-SO convergiendo hacia el curso principal del río Sauce Chico y tributarios, lugar donde se produce la descarga natural del flujo local del acuífero.

METODOLOGÍA

El trabajo se desarrolló en distintas etapas; en primer lugar se determinó la recarga en tránsito a partir de un balance hidrológico diario del suelo para un período de 16 años por medio del programa Balshort V.3. (Carrica, 1993). En segundo lugar con el programa HYDRUS 2D/3D (Simunek et al., 2006) se consideró dicho vector como dato de ajuste para determinar en el modelo conceptual los vectores de ETR y de

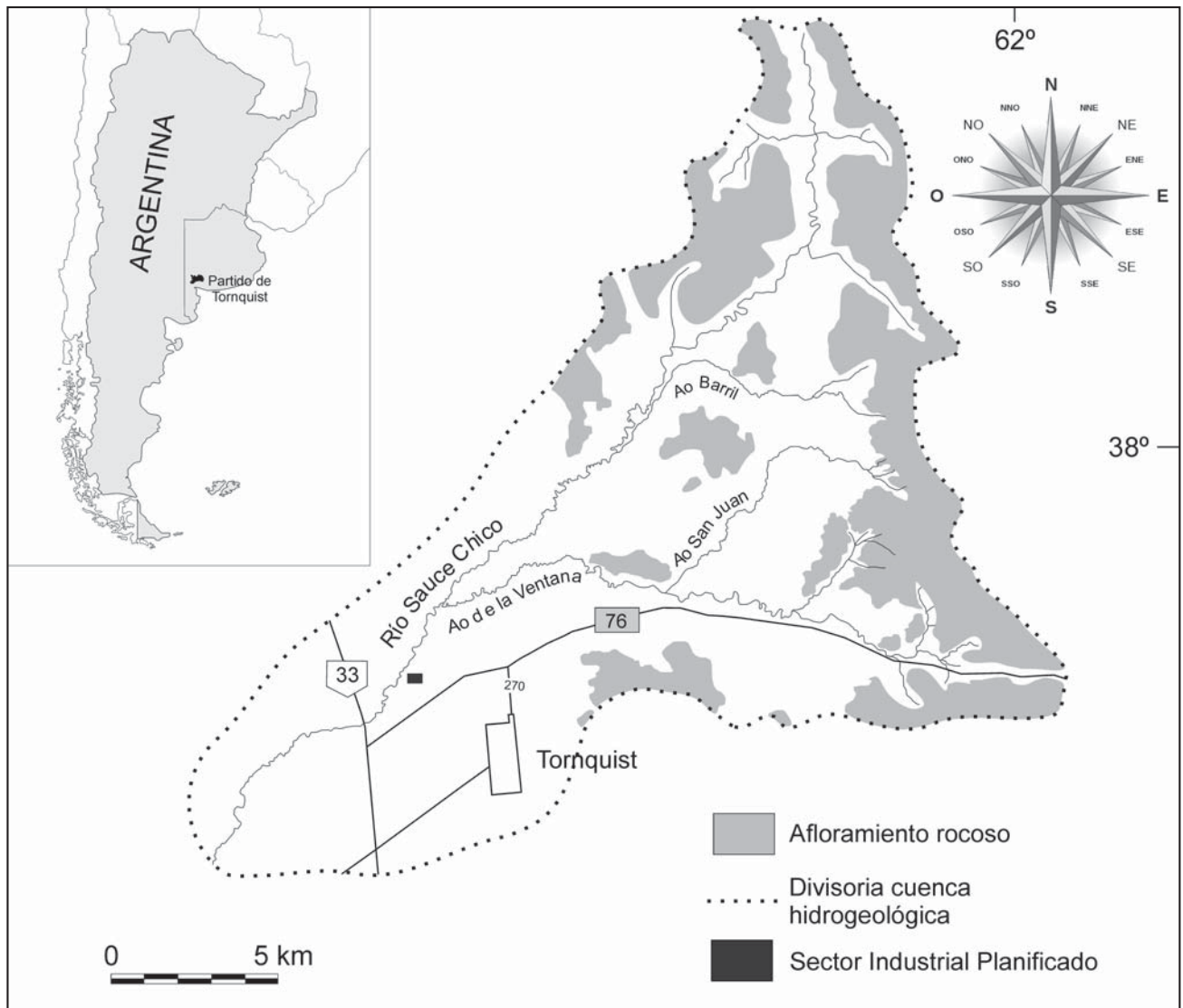


Figura 1. Cuenca superior del río Sauce Chico

flujo que atraviesa el límite de drenaje libre equivalente a la R. En una tercera etapa dicha componente de flujo fue aplicada para evaluar el transporte de solutos para la totalidad de la zona no saturada. Se consideraron distintas alternativas: a) transporte advectivo, b) transporte bajo carga hidráulica constante (que simula pérdida de tanques o cañerías) con coeficientes de distribución o retardo extremos (solutos no reactivos y reactivos). Como se dispone del índice de vulnerabilidad del acuífero a la contaminación (Albouy *et al.*, 2012) se calcularon tiempos de tránsito para las distintas alternativas a fin de contrastar resultados.

BALANCE DE AGUA EN EL SUELO

El balance hidrológico, tanto a nivel regional o de cuenca como del suelo, sigue siendo el método más difundido y utilizado para el cálculo de recarga. El balance hidrológico del suelo en zonas áridas y semiáridas solo puede emplearse si se realiza a paso diario, puesto que, cuando la precipitación diaria (P) supera el valor de evapotranspiración diaria (ETR), da lugar a un exceso de agua factible de constituirse en recarga (Carrica, 2009; Healy, 2010). Además, en estas zonas las lluvias, si bien son oca-

sionales, suelen ser de corta duración e intensas, lo cual favorece la situación antes mencionada.

Para el cálculo del balance hidrológico diario del suelo se aplicó el programa Balshort V.3. (Carrica, 1993) que utiliza datos diarios de P y calcula la ETR diaria en función de la evapotranspiración potencial diaria (ETP), la humedad del suelo y la textura del suelo. Dispone de tres funciones básicas que relacionan la ETR/ETP con la humedad antecedente y la textura de los suelos, resaltando la importancia de la retención de agua en función de ésta. El programa también estima la interceptación vegetal (Iv) basándose en el método de Horton para cuatro cultivos básicos. Limita el valor de Iv a 5 mm diarios, sobre la base conceptual que la interceptación alcanza un valor final constante que depende de la capacidad de almacenamiento del dosel vegetal y es independiente de la cantidad de lluvia caída (Linsley *et al.*, 1982; López Rodríguez y Giraldez Cervera, 1997). En el presente estudio se asumió una cobertura vegetal (pastos) de 30 cm de altura.

Los valores de infiltración básica obtenidos en estos suelos fueron de 16 y 22 mm/hora (Carrica, 1998). Burgos y Forté Lay (1978) determinaron capacidades de campo entre 152 y

169 mm en un Haplustol petrocálcico de 60 cm de profundidad y textura franca en los alrededores de Tornquist. Carrica (1998) estimó una capacidad de almacenaje media de éstos suelos en 160 mm para la vecina cuenca superior del A° Napostá Grande, valor que se utilizó como parámetro para el cálculo de los excesos de agua del suelo estudiado.

El balance diario se planteó para un período de 16 años (1997-2012) a partir de registros pluviométricos continuos de la localidad de Tornquist. La evapotranspiración potencial (ETP) mensual se calculó con la fórmula de Penman - Monteith (FAO, 1993) a partir de los datos recolectados de una estación meteorológica propia instalada en la cuenca del A° del Aguila, ubicada a unos 20 Km al SE de Tornquist (Carrica y Lexow, 2004).

MODELO DE SIMULACIÓN HYDRUS 2D/3D

El flujo de agua en la ZNS se simuló mediante la aplicación del código HYDRUS 2D/3D (Simunek et al., 2006) que es ejecutable en entorno Windows. Es un modelo de elementos finitos que resuelve numéricamente, la ecuación de Richards para el flujo de agua en el medio no saturado – saturado:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[K \left(K_{ij}^A \frac{\partial h}{\partial x_{ij}} + K_{ij}^A \right) - S \right] \quad (1)$$

Donde θ es el contenido de humedad volumétrico ($L^3 L^{-3}$), h es la tensión matricial (L), S es el término sumidero (T^{-1}), x_i ($i=1,2$) son las coordenadas espaciales (L), t es el tiempo (T), K_{ij}^A son las componentes de un tensor de anisotropía adimensional K^A y K es la función de la conductividad hidráulica no saturada (LT^{-1}) dada por

$$K(h, x, z) = K_s(x, y, z) K_r(h, x, y, z) \quad (2)$$

Donde K_r es la conductividad hidráulica relativa y K_s la conductividad hidráulica saturada (LT^{-1}). El tensor de anisotropía K_{ij}^A en (1) se usa al considerar un medio anisotrópico.

La ecuación de flujo incluye un término sumidero S que hace referencia al volumen de agua por unidad de tiempo extraído por parte de las raíces de las plantas a partir de una unidad de volumen de suelo. El término es definido por Feddes et al. (1978, en Simunek et al., 2006) que es una de las opciones que proporciona el mismo programa a partir de la siguiente relación:

$$S(h) = \alpha(h) S_p \quad (3)$$

Donde la función $\alpha(h)$ de respuesta al stress hídrico está establecida como adimensional en función de la tensión matricial del suelo ($0 \leq \alpha \leq 1$) y S_p es la tasa potencial de extracción de agua (T^{-1}).

HYDRUS 2D/3D (Simunek et al., 2006) para el transporte de calor y solutos resuelve la ecuación de Fick (advección – dispersión):

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\theta D_{ij} \frac{\partial c}{\partial x_j} \right) - \frac{\partial q_i c}{\partial x_i} - NU(c, x_i, t) \quad (4)$$

Donde t es el tiempo (T), c es la concentración de NO_3-N en la fase líquida ($M L^{-3}$), x_i y x_j ($i, j=1,2$) son coordenadas espaciales (L), D_{ij} son componentes del tensor del coeficiente de dispersión ($L^2 T^{-1}$), q_i es la componente i del flujo volumétrico ($L T^{-1}$), y NU corresponde a la extracción local de NO_3-N por las raíces de las plantas ($M L^{-3} T^{-1}$).

Las funciones hidráulicas del suelo fueron estimadas según el modelo de van Genuchten-Mualem sin considerar el fenómeno de histéresis:

$$\theta(h) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + |\alpha h|^n]^m} \quad (5)$$

Donde $\theta(h)$ es la humedad en función de la tensión matricial (para $h < 0$) y α , n y m son constantes empíricas que condicionan la forma de la curva de retención (con la restricción $m = 1 - 1/n$). Para la condición $h \geq 0$, $\theta(h) = \theta_s$, mientras que la conductividad hidráulica es estimada en función del contenido efectivo de humedad (S_e) ($0 < S_e < 1$):

$$K(S_e) = K_s S_e \left[1 - (1 - S_e^{1/m})^m \right]^2 \quad (6)$$

Donde:

$$S_e = \frac{\theta(h) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (7)$$

Se asume que con esta selección del modelo hidráulico puedan presentarse diferencias importantes entre las valoraciones medidas y estimadas de humedad del suelo y de tensiometría ya que se conoce la importancia del flujo por macroporos en el sitio de estudio (Lexow, 2002).

Se construyó un dominio geométrico de 800 cm de ancho y de 800 cm de altura. La malla de elementos finitos consistió en 435 nodos y 804 elementos triangulares de un tamaño medio específico de 50 cm (Figura 2). Se distinguieron dos materiales porosos cuyas propiedades físicas y químicas se asumen uniformes. Para representar conceptualmente la realidad del sector, se demarcó arbitrariamente, entre 1 y 2,5 m de profundidad, la capa de tosca de características irregulares en su forma y discontinua en su expresión lateral (Figura 2). La conductividad hidráulica nula, que obedece a la fuerte cementación de carbonato, se aplicó por medio de la valoración en cero de las componentes primera y segunda de anisotropía local (1) de los respectivos elementos finitos.

Las condiciones de contorno para el flujo de agua se establecieron con el límite superior del modelo, superficie del suelo, dependiente de las condiciones atmosféricas, variable en el tiempo, en función de las precipitaciones diarias y la evapotranspiración real calculada a partir de la evapotranspiración potencial de referencia y la cobertura vegetal. Solo para las simulaciones de transporte de solutos se seleccionaron dos nodos (7 y 8) que actúan como un sitio de carga hidráulica constante, humedad entre saturación y capacidad de campo ($h = -100$ cm) que representa la pérdida o filtración de algún depósito en superficie (Figura 2). Los límites laterales son nodos con ausencia de flujo, mientras que la superficie inferior ($z = 0$) se estableció como un límite de drenaje libre a fin de poder ajustar con precisión la valoración de la recarga en tránsito.

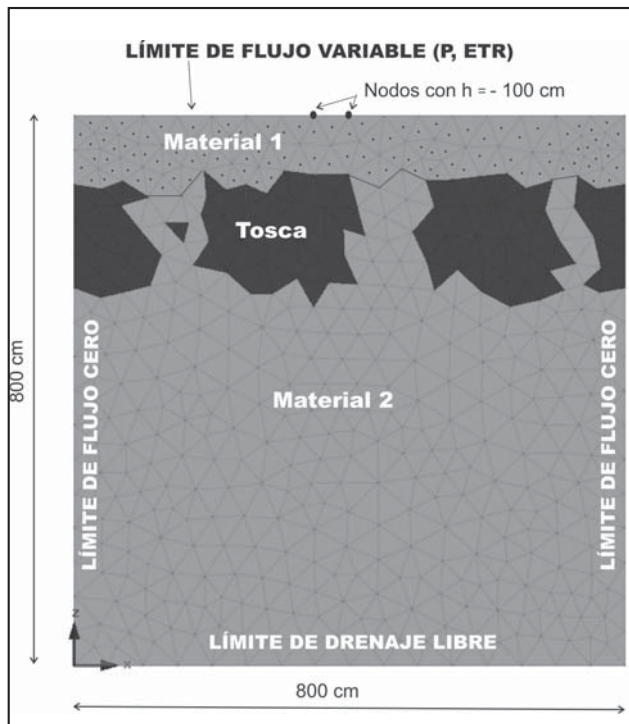


Figura 2. Modelo conceptual de la zona no saturada.

Los valores de los parámetros hidráulicos (humedad residual θ_r , humedad en saturación θ_s , α y n parámetros empíricos condicionantes de la forma de la curva de retención y K_s conductividad hidráulica saturada) calculados por medio de la función de pedotransferencia Rosetta, suministrada por el mismo programa se presentan en la Tabla 1. Dichas estimaciones fueron comparadas con datos de campo en terrenos de características similares (Lexow y Bonorino, 2003; Lexow, 2010).

Tabla 1. Parámetros hidráulicos.

Capa	θ_r	θ_s	α (cm ⁻¹)	n	K_s (cm/d)
1	0,072	0,50	0,0075	1,56	101,2
2	0,078	0,43	0,036	1,56	24,9

La discretización del tiempo fue la siguiente: paso de tiempo inicial de 0,0001 (día), paso mínimo 1e-005 (día) y máximo 1 (día) (brindados por defecto por el programa); el tiempo total de simulación comprendió 5844 días.

A partir de las observaciones de campo se estableció la existencia de vegetación herbácea con una profundidad máxima de raíz de 30 cm, y para el cálculo de la extracción de agua, término sumidero, se aplicó el modelo de Feddes et al. (1978, en Simunek et al., 2006) que es una de las opciones que proporciona el mismo programa (3). Dadas las modificaciones antrópicas del lugar se consideró un porcentaje de cobertura vegetal de 55%, valor algo inferior al contemplado en un trabajo precedente (Lexow et al. 2013). Este nuevo porcentaje permitió ajustar la ETR y la R en tránsito calculadas por el programa Balshort V.3. De esta forma R será considerada como vector de flujo para evaluar el transporte de solutos en la ZNS.

Para el cálculo del flujo advectivo se consideró el transporte de partículas que es un método que calcula el movimiento sin dispersión de las partículas de agua a través de un sistema de flujo subterráneo simulado. El modelo de transporte de partículas calcula la posición de una partícula en la zona no saturada después de algún periodo de tiempo, usando la distribución del campo de velocidades del flujo subterráneo, determinada por el modelo de flujo. Las líneas de la trayectoria de las partículas imaginarias que se mueven a través del sistema de flujo simulado son denominadas líneas de flujo.

Una consideración especial se debió tener con respecto al coeficiente de distribución (K_d) que depende fundamentalmente del tipo de suelo, sobre todo del contenido de materia orgánica y de arcillas, y de la velocidad de flujo. En el transporte reactivo clásico, representa el término fuente sumidero, y explica la diferencia de desplazamiento entre dichos elementos o sustancias con respecto a la velocidad del agua. Si bien se conocen valores de K_d para terrenos similares, por ejemplo Zn, $K_d = 19,5$ (Mascioli et al., 2005) y glifosato, $K_d = 43$ (Lexow et al., 2005), para la simulación del transporte de sustancias con comportamiento no reactivo se consideró $K_d = 0$ mientras que para el reactivo se consideraron $K_d = 2$ y $K_d = 30$. El primero se seleccionó como valor representativo, a partir de diversas publicaciones, tanto de metales (Hostetler y Erikson, 1993; Ambrose, 1999) como de sustancias orgánicas (Vrba y Romijn, 1986; Beltrán et al., 1995; Montgomery, 1996), mientras que el segundo como valor medio de los determinados en sedimentos similares.

A los nodos 7 y 8 del borde superior (Figura 2) se les asignó una carga hidráulica constante ($h = -100$ cm) y un aporte (pulso) constante de 1 mmol/cm³ durante 10 días. El periodo total de simulación fue un año ($t = 365$ d). Las condiciones de borde para el transporte de soluto son del tercer tipo, indicadas para estos casos por el programa, pues representan condiciones físicamente más reales y preservan la masa del soluto en el sistema simulado (Simunek et al., 2006). Durante el año de simulación del transporte de soluto el resto de los nodos del límite superior del modelo se establecieron dependientes de las condiciones atmosféricas.

RESULTADOS

Balance de agua en el suelo

Los resultados del balance hidrológico diario y seriado del suelo (Lexow et al., 2013) en valores anualizados promedio son: $P = 723,9$ mm; Interceptación vegetal = 42,9 mm; ETR = 673,0 mm; $R = 51,9$ mm (7,2 % de la lluvia); Variación de la reserva ~ 0 . Los años con los valores de R extremos de la serie resultaron ser el 2001 con $P = 1186$ mm y un valor de $R = 209,9$ mm (18% de P) y en el año 2005 con $P = 495$ mm y $R = 0$ mm (0% de la P).

Flujo en la zona no saturada

En esta etapa el objetivo fue ajustar el valor de la R en tránsito para definir al mismo como vector de flujo condicionante de la movilidad de solutos en la ZNS bajo condiciones sin carga hidráulica adicional. El resultado hidrológico de la interacción de los parámetros impuestos al sistema, las condiciones de borde y, fundamentalmente las entradas (P) y salidas de agua (ETR) por el condicionamiento atmosférico se encuentra representado en la Figura 3.

El total de lluvia acumulada es de 11.589 mm mientras que la R alcanza, para todo el período, 825 mm, que representando un 7,1% de la P. Equivale a un flujo anual promedio que atraviesa el límite inferior (drenaje libre) de aproximadamente $0,051 \text{ m}^3/\text{m}^2$.

El flujo no saturado advectivo se recalculó a partir de la incorporación de dos partículas de flujo en los nodos 155 (x: 254 cm, z: 760 cm) y 265 (x: 481 cm, z: 761 cm), prácticamente a 40 cm de profundidad, algo por debajo del límite de la franja de acción radicular. Las posiciones (x) fueron arbitrarias, una de ellas por sobre una porción impermeable de la capa de tosca, y la otra sobre uno de los sectores donde la tosca está ausente.

Para la totalidad del período de simulación ($t = 5844$ días) la primera de las partículas se desplazó sobre el eje vertical 183 cm, aunque gran parte del tiempo se movilizó por sobre la capa de tosca. La velocidad media de la partícula, con respecto de z, fue de $v = 0,03 \text{ cm/d}$. La segunda partícula recorrió prácticamente todo el trayecto en sentido vertical y alcanzó a transitar una distancia de 700 cm, lo que representa una velocidad media $v = 0,12 \text{ cm/d}$. Asumiendo un espesor aproximado de 15 m de la ZNS del sector, el tiempo de tránsito, si se considera solo el flujo advectivo, sería de 34,2 años.

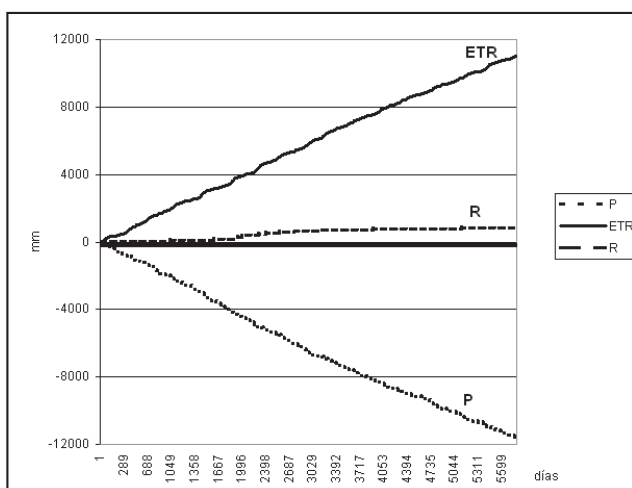


Figura 3. Flujos acumulados de entrada P (Precipitación) y salidas ETR (Evapotranspiración real) y R (Recarga) del sistema.

Transporte de solutos en la zona no saturada

Puesto que el tipo de industrias que se pretenden radicar en el parque industrial corresponden a un amplio espectro de actividades (alimenticia, construcción, textil y maderera) y de bajo impacto (fábricas de embutidos y chacinados, cemento y hormigón, ropa blanca, muebles, etc.), la evaluación de basó sobre el supuesto de pérdidas a partir de cañerías o depósitos superficiales de sustancias probablemente asociadas a las mismas. Con el propósito de cubrir el amplio espectro de posibilidades se simuló el transporte de sustancias no reactivas o conservativas (cloruros, nitratos) así como también de sustancias reactivas disueltas en agua (solventes, combustibles, metales, etc.).

Transporte de sustancias no reactivas

En el caso del transporte de una sustancia no reactiva o conservativa, es decir que no se ve afectada por el proceso de adsorción sobre las partículas sólidas ($K_d = 0$), se podría considerar como ejemplo el del ión nitrato en un ambiente oxidante. Físicamente, se planteó una pérdida o filtración de un depósito en superficie que, a partir de los nodos seleccionados, generaría una porción de terreno donde el contenido de humedad es constante, entre la saturación y capacidad de campo ($h = -100 \text{ cm}$), mientras que el resto de la superficie está bajo las condiciones atmosféricas variables. Para la simulación ($t = 365 \text{ d}$) se utilizó, por defecto, para ambos sedimentos de la ZNS, una dispersividad longitudinal y transversal igual a 0,5 y 0,1 cm respectivamente.

El desarrollo de la pluma de soluto en la ZNS muestra como por ejemplo para $t = 32$ días la misma se desplaza parcialmente por sobre la capa de tosca (Figura 4) para luego hacerlo en el sentido vertical conformando dos frentes condicionados por las "ventanas" definidas por la capa de tosca (Figura 5). En esta última se observa como, debido al proceso de dispersión, la llegada de las primeras manifestaciones del soluto alcanzan los 8 m de profundidad a los 139 días.

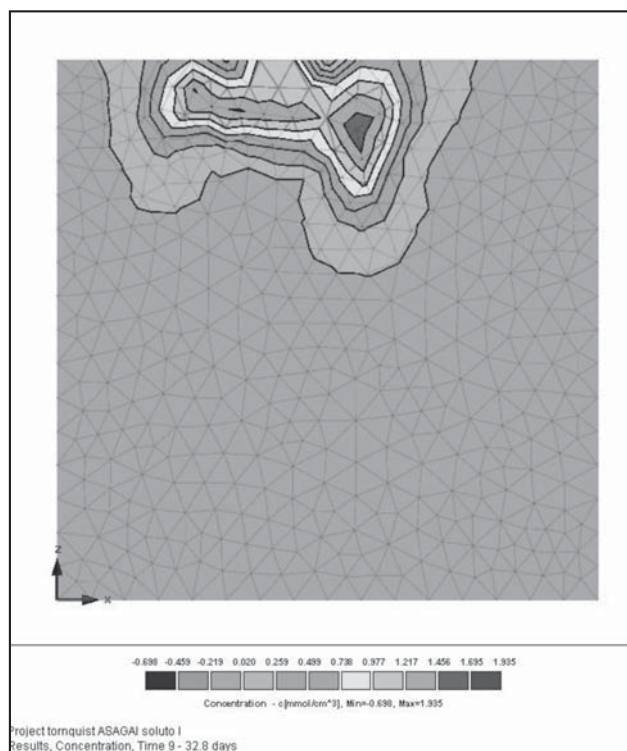


Figura 4. Distribución del soluto no reactivo en el entorno simulado ($t = 32 \text{ d}$).

Una sección vertical A-A' indicada en la Figura 5 denota la expresión longitudinal y permite visualizar la distribución de concentración $c(z)$ desde el punto de aplicación ($1 \text{ mmol}/\text{cm}^3$) hasta el límite inferior del entorno simulado para ese tiempo (Figura 6).

El pico máximo de concentración ($1,7 \text{ mmol}/\text{cm}^3$) alcanzó la profundidad de 8 m para $t = 222$ días (Figura 7).

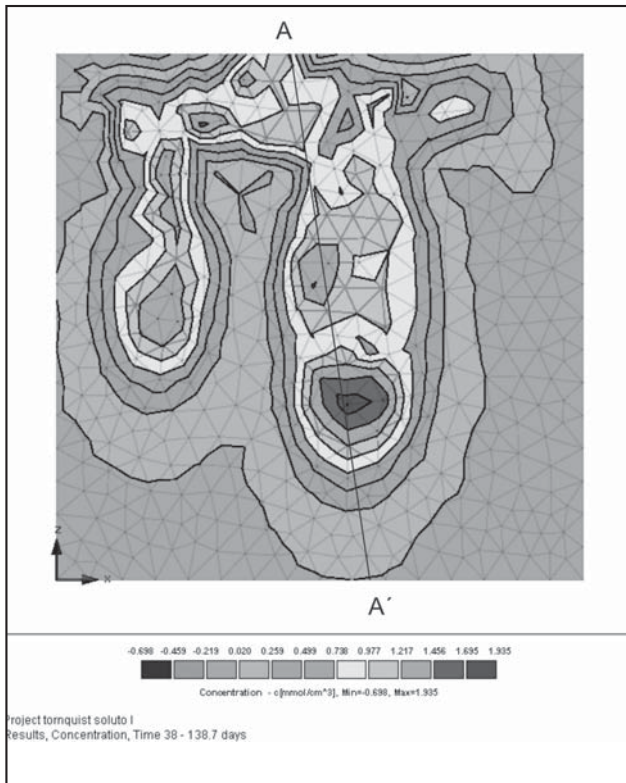


Figura 5. Distribución del soluto no reactivo en el entorno simulado (t = 139 d).

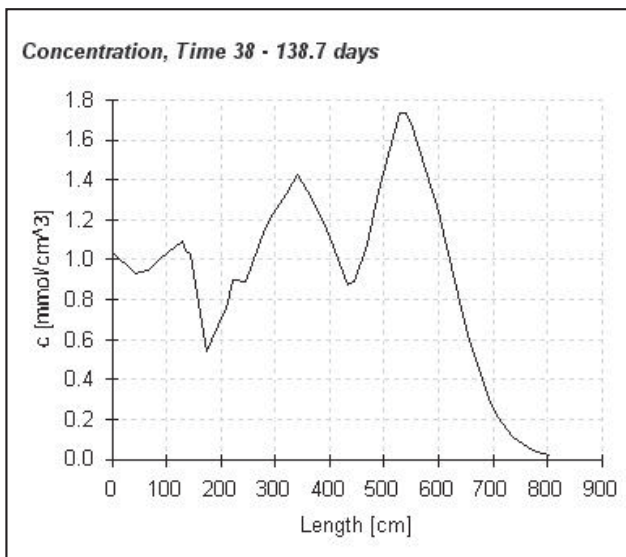


Figura 6. Perfil A-A' de concentración del soluto (t = 139 d).

Transporte de sustancias reactivas

La simulación del transporte de sustancias reactivas ($t_{\text{máx}} = 365$ d) se realizó considerando dos alternativas: 1) carga hidráulica constante en los puntos de aplicación, $K_d = 2$ y duración del pulso 10 días; 2) carga hidráulica constante, $K_d = 30$, duración del pulso 365 días.

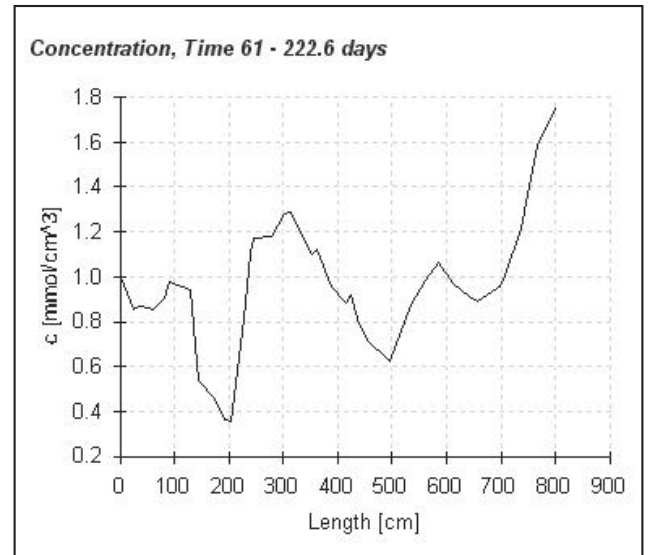


Figura 7. Perfil A-A' de concentración del soluto (t = 222 d).

La primera representación fue bajo condición de carga constante ($h = -100$ cm) en los nodos 7 y 8, mientras que el resto de la superficie permanece bajo las condiciones atmosféricas variables. Se consideró un pulso de 1 mmol/cm^3 de 10 días de aplicación y para ambos tipos de sedimentos los mismos parámetros de dispersividad longitudinal y transversal. El coeficiente de partición $K_d = 2$ asignado es el correspondiente a una sustancia que es afectada por el proceso de adsorción-desorción y de naturaleza variable.

La simulación muestra (Figura 8) como al cabo de los 365 días el soluto alcanza, debido al proceso de dispersión, una profundidad de 4 m. El pico de máxima concentración ($0,155 \text{ mmol/cm}^3$) se presenta alrededor de los 2,5 m de profundidad. Esta movilidad se observa en la zona donde la tosca está ausente, por el contrario hacia el sector izquierdo de la figura, la masa de soluto aún permanece por sobre la capa de menor conductividad hidráulica.

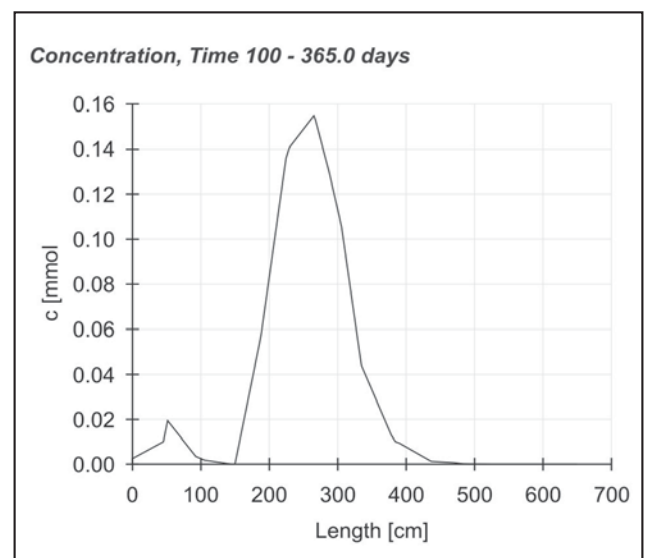


Figura 8. Distribución del soluto reactivo $K_d = 2$

La segunda representación fue también bajo condición de carga constante ($h = -100$ cm) en los nodos 7 y 8, en tanto, el resto de la superficie permanece bajo las condiciones atmosféricas variables. Se aplicó un pulso constante de 1 mmol/cm^3 de 365 días y para ambos tipos de sedimentos los mismos parámetros de dispersividad longitudinal y transversal. El coeficiente de partición $K_d = 30$ considerado es un término medio de los valores determinado en terrenos similares (Mascioli et al., 2005 y Lexow et al., 2005).

La simulación muestra como al cabo de los 365 días el soluto alcanza, debido al proceso de dispersión, una profundidad de 1 m (Figura 9).

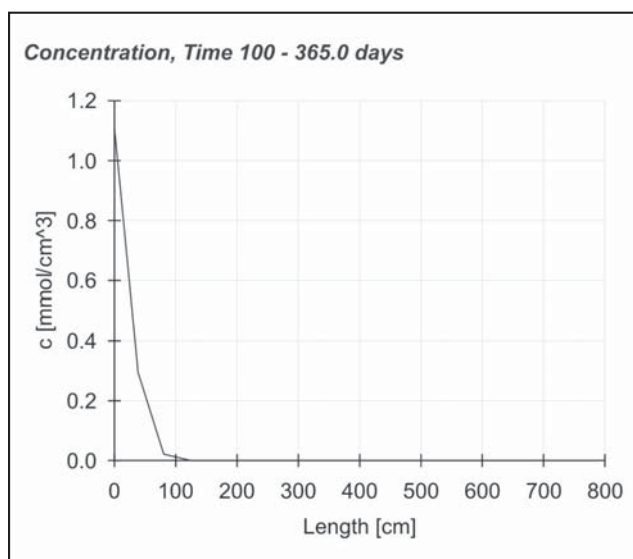


Figura 9. Distribución del soluto reactivo $K_d = 30$.

Es necesario destacar que pueden ocurrir cambios significativos en el comportamiento de algunas sustancias químicas, si la actividad antrópica genera suficiente carga orgánica o condiciones ácidas para producir una variación significativa en el Eh o pH del sector.

Los índices de vulnerabilidad del acuífero a la contaminación cuantificados en el área, señalan para el sector una valoración moderada según el método GOD (Albouy et al., 2012). De todos modos, y considerando el concepto de Foster et al. (2002) con respecto a la determinación del peligro de contaminación de un acuífero a la contaminación, se observa que aún ante cargas hidráulicas constantes las sustancias reactivas, que son la gran mayoría, sufren un significativo retardo en su paso por la ZNS lo que potencia los procesos de atenuación y degradación de los potenciales contaminantes.

CONCLUSIONES

Las condiciones hidrogeológicas del sitio investigado y los parámetros que condicionan el transporte de compuestos no reactivos y reactivos tratados con el modelo de simulación HYDRUS 2D/3D han demostrado la baja probabilidad que un contaminante, aún conservativo, alcance el acuífero freático subyacente.

Ante los resultados obtenidos y dado el tipo de industrias que se pretenden radicar en el parque industrial, que comprenden actividades diversas catalogadas de bajo impacto, se deduce que la implantación del parque industrial no modificaría las condiciones de calidad existentes en el acuífero freático, eventual fuente de abastecimiento de agua.

El empleo de programas numéricos, como herramientas interpretativas, será de suma importancia para diagramar los puntos de toma de datos de campo y gestionar futuras medidas a implementar tendientes a la preservación del recurso hídrico subterráneo.

TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO

ALBOUY, R., 1994.

Hidrogeología de la cuenca superior del río Sauce Chico, Sierras Australes, provincia de Buenos Aires. Tesis Doctoral. UNS. Bahía Blanca. 140 p. y anexos. (Inédita).

ALBOUY, R., 1997.

Hidrogeología de la cuenca superior del río Sauce Chico, Sierras Australes, provincia de Buenos Aires. Revista de la Asociación Geológica Argentina. 52 (1): 81-92.

ALBOUY, R., D. LAFONT Y G. BONORINO, 2012.

Protección del recurso hídrico subterráneo: evaluación preliminar en el área de Tornquist (Argentina). XI Congreso Hidrogeológico Latinoamericano. Cartagena de Indias, Colombia. Memorias/Resúmenes Extendidos en CD.

AMBROSE, R.B., 1999.

Partition coefficients for metals in surface waters, soil and waste. U.S. Environmental Protection Agency. Office of Research and Development. Hydrogeologic Inc., 74 p.

BELTRÁN, J., MORELL I. Y HERNÁNDEZ, F., 1995.

Estudios de adsorción de plaguicidas en suelos mediante experiencias de adsorción en columnas. En: Avances en la Investigación de la Zona No Saturada. Ed. Servicio Central de Publicaciones del Gobierno Vasco. 269-279.

BURGOS J. Y FORTE LAY, J., 1978.

Capacidad de almacenaje de agua en los suelos de la región pampeana. Taller argentino -estadounidense sobre sequías. CONICET. Mar del Plata. Ed. J. Burgos, 122-143.

CARRICA J., 1993.

Balshort: Un programa de balance hidrológico diario del suelo aplicado a la región sudoccidental pampeana. XII Congreso Geológico Argentino y II Congreso de Exploración de Hidrocarburos. Actas Tomo VI: 243-248.

- CARRICA, J., 1998.
Hidrogeología de la cuenca del Arroyo Napostá Grande, Provincia de Buenos Aires.
Tesis Doctoral. UNS. Bahía Blanca. 215 p. y anexos. (Inédita).
- CARRICA, J., 2009.
Cálculo de la recarga en zonas áridas y semiáridas. Recarga de Acuíferos.
Aspectos generales y particularidades en regiones áridas.
Carrica, J., Hernández, M. y Mariño, E. (Eds). AIH-Fac. Exactas y Naturales UNLPam. 71-80.
- CARRICA, J. Y LEXOW, C., 2004.
Evaluación de la recarga natural al acuífero de la cuenca superior del Arroyo Napostá Grande, Argentina.
Revista de la Asociación Geológica Argentina. 59 (2): 281-290.
- F.A.O., 1993.
CropWat. Riego y Drenaje Nro. 46. 215 p.
- FIDALGO, F., DE FRANCESCO, F. Y PASCUAL, R., 1975.
Geología superficial de la llanura bonaerense. VI Congreso Geológico Argentino.
Relatorio Geología de la Provincia de Buenos Aires: 103-108. Buenos Aires.
- FOSTER, S., HIRATA, R., GÓMEZ, D., D'ELIA, M. Y PARIS, M., 2002.
Groundwater quality protection.
A guide for water utilities, municipal authorities and environment agencies. GWMATE. 25071. The World Bank Washington, D.C. 103 pp.
- GONZÁLEZ URIARTE, M., 1984.
Características geomorfológicas de la porción continental que rodea a la Bahía Blanca.
IX Congreso Geológico Argentino (III): 556-576. San Carlos de Bariloche, Argentina.
- HEALY, R.W., 2010.
Estimating Groundwater Recharge.
Cambridge University Press. United Kingdom. 245 p.
- HOSTETLER, CH.J. Y ERIKSON, R.L., 1993.
Coupling of speciation and transport models.
Metals in Groundwater (Allen, Perdue, Brown, Eds.) Lewis Publishers, 173-208.
- INTA, 1989.
Mapa de suelos de la Provincia de Buenos Aires. Escala 1:500.000.
Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria. Edipubli S.A. Talleres Gráficos. Buenos Aires. 525 p.
- LEXOW, C., 2002.
Hidrodinámica de la zona no saturada aplicada al estudio del balance hidrológico y de contaminantes de los recursos hídricos subterráneos (Cuenca del A° del Águila).
Tesis Doctoral. UNS. Bahía Blanca. 174 p. y anexos. (Inédita).
- LEXOW, C., 2010.
Distribución del agua en un suelo Hapludol: manejo del código Hydrus 2D/3D en la modelación del flujo no saturado.
Hacia la gestión integral de los recursos hídricos en zonas de llanuras. (Eds. M. Varni, I. Extraigas, L. Vives) Instituto de Hidrología de Llanuras Dr. E. Usunoff (1): 279-286.
- LEXOW, C. Y BONORINO, A.G., 2003.
Análisis del flujo no saturado en la zona no saturada loéssica por medio de un trazador conservativo.
GEOACTA, Asociación Argentina de Geofísicos y Geodestas, 28:1-7.
- LEXOW, C., MORELL, I. Y BONORINO, A.G., 2005.
Glyphosate mobility in piedmont soils of the austral ranges in the south of the Buenos Aires province.
Groundwater and Human Development (E. Bocanegra, M. Hernández, E. Usunoff, Eds.). International Association of Hydrogeologist Selected Papers. BALKEMA Publishers, The Netherlands (6), Chapter 16: 199-206.
- LEXOW, C., ALBOUY, R., CARRICA, J. Y LAFONT, D., 2013.
Funcionamiento del sistema hidrogeológico en el área del Sector Industrial Planificado de la localidad de Tornquist (Buenos Aires, Argentina).
Agua subterránea recurso estratégico (Eds. N. González, E. Kruse, M.M. Trovatto y P. Laurencena) Editorial de la Universidad Nacional de La Plata (Edulp) (1): 58-65. ISBN 978-987-1985-03-6.
- LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. Y PAULHUS, J.L., 1982.
Hydrology for Engineers (3ed Ed.).
Ed McGraw Hill, New York. 508 p.
- LÓPEZ RODRÍGUEZ, J.J. Y GIRÁLDEZ CERVERA, J.V., 1997.
Evaluación de la modificación de la recarga por cambios en la cobertura vegetal.
En: La Evaluación de la Recarga a los Acuíferos en la Planificación Hidrológica. AIH-GE, Las Palmas de Gran Canaria, 209-227 pp.

- MASCIOLI, S., MARTÍNEZ, D. Y BOCANEGRA, E., 2005.
Determinación del coeficiente de partición de Zn en sedimentos loessicos y su utilización en la simulación de transporte reactivo.
IV Congreso Argentino de Hidrogeología, Actas I: 221-230.
- MONTGOMERY, J.H., 1996.
Groundwater Chemicals desk reference.
Lewis Publishers, Second Editions. 1345 P.
- SIMUNEK, J., VAN GENUCHTEN, M. TH. AND SEJNA, M., 2006.
The HYDRUS Software Package for Simulating Two- and Three-Dimensional Movement of Water, Heat, and Multiple Solutes in Variably-Saturated Media,
Technical Manual, Version 1.0, Pc Progress, Prague, Czech Republic, Pp. 241.
- VRBA, J. Y ROMIJN, E., 1986.
Impact of agricultural activities on groundwater.
International Association of Hydrogeologist - Hannover: Heise. (Castany, Groba, Romijn Eds). Vol. 5, 332 p.

INSTRUCCIONES PARA AUTORES

La Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente publica: Artículos Originales, Artículos Invitados, Notas Técnicas, Reseñas de Libros, Artículos especiales sobre casos de estudio históricos de interés relevante, Discusiones Técnicas breves de artículos y comunicaciones publicadas en la Revista y Anuncios de eventos.

En atención al procedimiento de arbitraje, se solicita a los autores leer y seguir estrictamente las siguientes instrucciones:

a) De carácter general:

- Las contribuciones deben ser originales.
- El/los autor/es deberá/n garantizar que el artículo no ha sido publicado, total o parcialmente, con anterioridad.
- El/los autor/es deberá/n garantizar que el artículo no será publicado en otras publicaciones en cualquier idioma sin el consentimiento de los propietarios de los derechos de autor (o copyright), que los derechos de terceros (terceras partes) no serán violados y que el editor no será considerado legalmente responsable si existe algún reclamo de indemnización.
- Se podrán recibir trabajos escritos en español, portugués o inglés.
- El Comité Editorial y la Dirección de la Revista se reservan la posibilidad de invitar a especialistas reconocidos a enviar artículos sobre temas de interés específico

b) Sobre el formato y la extensión del texto, tipos de letra, páginas, párrafos y leyendas:

- La versión original deberá ser editada en Microsoft Word (.doc o .docx).
- En la primera página se deberá incluir el título del artículo, que debe ser conciso, informativo e indicativo del contenido del mismo y escrito sin utilizar abreviaturas. Se debe utilizar letra Times New Roman tamaño 12, mayúscula, negrita y centrado, sin subrayar.
El título se debe expresar en español y en inglés. Si el trabajo está escrito en portugués, también se debe incluir en inglés. Si el trabajo está escrito en inglés, también se debe incluir en español.
- Debajo del título, el texto centrado, en letra Times New Roman tamaño 10, con los datos de los autor/es y afiliaciones. Los nombres de los autores se deben escribir en letra normal, las afiliaciones y direcciones de correo electrónico en letra cursiva. Se deberá identificar con un superíndice al autor que se deba dirigir la correspondencia.
- Desde la segunda página comienza el desarrollo del trabajo. Se debe incorporar, en forma consecutiva, el "Resumen" de hasta 250 palabras; un "Abstract", y opcionalmente se podrá incorporar el "Resumo" en portugués, de hasta 200 palabras y las Palabras Clave en un número entre 3 y 5 y las correspondientes "Keywords" y "Palavras chave" en portugués.
- En el caso que el idioma del trabajo no sea español, la primera sección será el "Abstract", además de un resumen en el idioma en el que está escrito el trabajo. A continuación el resumen en español y tras ello el desarrollo.
- Todo el texto deberá estar escrito en letra Times New Roman punto 12 a un espacio de interlínea, sin sangrías (ya sea mediante tabulador o espacios) y sin doble espacio entre párrafos. Se conservarán los destacados que el autor considere convenientes, así como los correspondientes a determinados términos científicos o expresiones latinas o extranjeras. Deberá estar escrito en una sola columna.
El tamaño de la hoja es A4 (210 x 297 mm). El área de trabajo será de 170 mm de ancho y 247 mm de altura. Es decir, 20 mm de márgenes derecho e izquierdo y márgenes superior

e inferior de 25 mm. Se debe usar justificación completa.

- La extensión no deberá superar las 20 páginas en el caso de Artículos Originales. En el caso de Artículos Invitados la extensión podrá ser superior, siempre que el interés del contenido lo justifique y previo acuerdo con la Dirección de la Revista y el Comité Editorial. En el caso de las Notas Técnicas la extensión no deberá superar las 3 carillas, y en el resto de las situaciones mencionadas una página. En todos los casos la fuente y los márgenes se conservan.
- Es obligatorio el uso del sistema métrico decimal.
- Cuando una abreviatura, o un acrónimo, aparezca en el texto por primera vez, su significado deberá ser aclarado en forma completa entre paréntesis.
- No se aceptarán notas de pie de página. La información respectiva deberá incorporarse en el texto.
- Las expresiones matemáticas deben ser elaboradas con el procesador de texto y formar parte del mismo. Las ecuaciones deben estar centradas y separadas por una interlínea. Todas las ecuaciones deben estar numeradas consecutivamente, usando numerales en paréntesis alineados al margen derecho. La secuencia de paréntesis deberá ser la usual en Matemática:)).
- Las fórmulas deben ser digitadas. Deje un espacio amplio alrededor de la fórmula.
- Los subíndices y superíndices deben ser claros.
- Los caracteres especiales y otras letras no latinas deben ser explicados en el margen, donde sean usados por primera vez. Tenga especial cuidado en diferenciar entre cero (0) y la letra "o", y entre uno (1) y la letra "l".
- Proporcione el significado de todos los símbolos inmediatamente después de la ecuación en la que son usados por primera vez.
- Para fracciones simples use el símbolo "/" en lugar de la línea horizontal; por ejemplo: Sy/Xm en lugar de $\frac{Sy}{Xm}$
- En las fórmulas químicas deben especificarse la valencia de los iones como, por ejemplo, Ca^{2+} y CO_3^{2-} , no como Ca^{++} o CO^{-3} .
- Los números de isótopos deben indicarse mediante un superíndice antecediendo a los símbolos químicos, por ejemplo: ^{18}O .
- Donde sea posible se debe evitar la escritura repetida de fórmulas químicas en el texto. En lugar de ello se debe dar el nombre completo del compuesto. Se exceptuarán aquellos casos de nombres muy largos y frecuentes, o de compuestos que son descritos como el producto final de una determinación gravimétrica (ejemplo: fosfato como P_2O_5).

c) Sobre el formato de figuras y tablas:

- Se incluirán como figuras todas las ilustraciones, mapas, fotografías, gráficos, etc., presentes en el texto, que deberán llevar numeración arábiga correlativa por orden de aparición y se ajustarán al tamaño de la caja.
Las ilustraciones deben diseñarse teniendo en cuenta el formato de la página de la revista. Su tamaño original debe permitir una reducción del 50%, sin pérdida de claridad. Deben tener una resolución mínima de 300 dpi.
- Se deben evitar los espacios en blanco sobrantes alrededor de la figura, o la presencia de grandes sectores sin información en el interior de la misma.
- Todas las figuras llevarán su correspondiente leyenda, inmediatamente después de la misma, la que no se debe incluir en el cuerpo de la figura. Se usará letra Times New

Roman punto 12, a interlineado sencillo. La figura y el número irán en negrita, sin subrayar, seguidas por dos puntos, en la forma Figura n: donde n es el número de orden que corresponda. Se recomienda que las leyendas sean cortas y concisas.

- Las figuras serán citadas en el texto como (Figura n), siendo n el número de orden que corresponda, sea directamente como Figura 1, por ejemplo, o bien entre paréntesis como (Figura 1). Se deberán limitar, como máximo, a una caja de 15 x 23 cm, debiendo considerar el espacio ocupado por el epígrafe. Se las deberá enviar como archivos individuales en uno de los formatos aceptables (.tif, .jpg, .pdf o .eps). No se aceptan archivos incluidos en documentos de otros formatos, como Word o PowerPoint, por ejemplo. En el caso de una figura compuesta por varias imágenes las mismas deberán estar debidamente identificadas con una letra en la esquina inferior derecha de la misma.
- Las fotografías (y figuras en formato raster con tono continuo) deben ser pancromáticas, contrastadas, claras y con una luz adecuada, ni demasiado clara ni oscura. Deben ser enviadas como archivos .tif, .jpg, .pdf o .eps. No se aceptarán fotografías en color. Las fotografías en color serán reproducidas en escala de grises, salvo que él o los autores del trabajo se hagan cargo de la diferencia de costos.

Deberán incluir escala, vertical y horizontal en caso de ser distintas, cuando no existan elementos en la misma que permitan su dimensionamiento (escala, cinta métrica, martillo geológico, brújula, vehículo, etc.).

- Las figuras delineadas o dibujos deben ser contrastados y claros.
- Las figuras de tipo mapa deben estar orientadas, incluir escala gráfica e indicación de la localización geográfica (trazas UTM o Lat/Long). Deberán tener referencias adecuadas a los símbolos, rastras, etc. utilizados. No se aceptarán mapas en color. Los mapas en color serán reproducidos en escala de grises, salvo que él o los autores del trabajo se hagan cargo de la diferencia de costos.
- Se debe utilizar la misma tipografía en todas las ilustraciones.
- Los gráficos deben poseer ejes de coordenadas correctamente rotulados y con indicación de la unidad de medida correspondiente, en el caso que corresponda.
- Las tablas deben ser remitidas en páginas separadas, indicando su ubicación dentro del texto. Se deben remitir como archivo de texto y no como imagen.
- Las Tablas serán citadas en el texto iniciando con mayúscula en citas directas, o indirectas entre paréntesis. Es decir como Tabla 1, o bien (Tabla 1).
- La información presentada en las tablas no debe aparecer repetida en las figuras.
- Cada tabla debe llevar, del mismo modo que las figuras, una leyenda breve y explicativa, en la parte inferior. Se usará letra Times New Roman punto 12, a interlineado sencillo. La tabla y el número irán en negrita, sin subrayar, seguidas por dos puntos, en la forma Tabla n: donde n es el número de orden que corresponda.

d) Sobre las referencias bibliográficas y las citas de trabajos de otros autores

- No se admite la reproducción de figuras o tablas originales de otros artículos o capítulos de libros si no se dispone de la autorización expresa de quién detente los derechos, es decir de la editorial responsable de la publicación correspondiente o bien del autor o los autores. La reproducción autorizada de tablas, fotografías u otras ilustraciones procedentes de otros trabajos deberá incorporar en el epígrafe la cita del tra-

bajo original de donde fue obtenido. Con respecto a las figuras, en el caso que la misma se reelabore, o de una tabla, que sea editada, se deberá indicar “modificada a partir de ...” seguido de la cita del artículo original.

- A los autores que deseen incluir figuras tablas o secciones completas de texto que ya han sido publicados en otras publicaciones, se les requiere obtener el permiso del/de los propietario/s del copyright y que incluyan evidencias que dicho permiso ha sido concedido al presentar sus artículos. Todo ello sin perjuicio que otras inclusiones de párrafos, definiciones, conceptos o clasificaciones provenientes de otros autores puedan ser aceptadas con la cita expresa de la referencia correspondiente. Cualquier material recibido sin esa documentación será considerado como originado por los autores, quienes, por lo tanto, deberán asumir la responsabilidad legal correspondiente.
- Las referencias bibliográficas serán incluidas bajo el título de TRABAJOS CITADOS EN EL TEXTO. Las mismas deberán estar ordenadas alfabéticamente.
- La cita de trabajos en el texto estará referida a la lista bibliográfica final, indicando apellido de los autores (en mayúsculas) y año de publicación entre paréntesis, por ejemplo: (Caminos, 1975). En caso de ser más de dos autores se usará et al. (en itálica, sin subrayado ni negrita). Cuando se cite más de un trabajo del mismo autor se separarán por una coma, por ejemplo: Caminos (1956, 1978). En el caso de ubicar varios autores dentro del paréntesis se separarán entre ellos por un punto y coma. Si se citan varios trabajos del mismo autor y del mismo año se agregarán, a continuación del año, letras, de acuerdo al orden de aparición en el texto.
- Las citas bibliográficas estarán justificadas a la izquierda y la segunda línea tendrá una sangría especial francesa de 15 puntos ó 0,75 cm.
- Los artículos en publicaciones periódicas se citarán empleando texto en cursiva sea para el título de la revista o actas de congreso o reunión científica, en el caso de artículos o el título del libro, en el caso de textos:
CARRANZA TORRES, C.M., 1991. Cálculo analítico de redes de filtración. Actas de la Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería, Vol. VI: 250-267.
- Los artículos en textos:
MATEOS RUIZ, R.M. y M. FERRER GIJÓN, 1994. Methodology for landslides hazard map 1:10,000 in the area of Monachil (Granada, Spain). En R. Oliveira, L.F. Rodrigues, A.G. Coelho & A.P. Cunha (eds.), 7th International Congress International Association of Engineering Geology, Vol III: 2059-2064, Rotterdam.
- Los libros de textos:
DEARMAN, W.R., 1991. Engineering geological mapping. Butterworth-Heinemann Ltd, 387 pp. Oxford.
- En el caso de citar un párrafo o frase de otro trabajo, éste deberá aparecer entre comillas y cursiva, acompañada de la correspondiente cita. Por ejemplo,..... según Casio et al., (1980), “la caída del imperio romano fue resultado de irresueltas luchas políticas entre las principales familias de Roma”... o bien directamente “la caída del imperio romano fue resultado de irresueltas luchas políticas entre las principales familias de Roma” (Casio et al., 1980).
- Las citas correspondientes incluirán a la totalidad de los autores. Ejemplo para Casio et al., (1980):
CASIO, M.; MARCINUS, F; SALINA, R y HUBBARD, R.T., 1980. La caída del imperio romano. Revista de Occidente, Vol 180: 224-234.
- Las citas correspondientes de páginas Web se efectuarán de acuerdo al siguiente modelo: Barker, A and C Jones 2007.

Reassessing the direction of postgraduate environmental assessment education: the Manchester experience 1996–present. En *Environmental Assessment Lecturer's Handbook*, ed. T B Fischer et al., pp. 29-38. Disponible en <<http://www.penta-eu.net>>, ultimo acceso 28 de Junio de 2010.

e) Notas Técnicas

- Es un artículo original que describe un proceso o técnica sin incluir, necesariamente, una exposición teórica y datos. También puede referirse a un estudio de caso, el que por lo novedoso de los datos que se obtienen o de las técnicas utilizadas, el/los autor/es consideran de interés su difusión. La extensión total del manuscrito, que no debe superar las

3 (tres) páginas y ajustarse a los parámetros mencionados en el punto b, incluye Resumen, Abstract, palabras clave, keywords, hasta 2 (dos) figuras y una tabla acorde a lo establecido en el punto c. Las referencias bibliográficas deberán respetar lo establecido en el punto d.

f) Arbitraje

- La evaluación por pares es efectuada mediante el envío del original a dos evaluadores. En el caso de disparidad de opiniones, se remite a un tercer evaluador.
- Los Editores se reservan la posibilidad de tomar la decisión final en el caso que la tercera evaluación no establezca si el artículo debe ser aceptado, o no, para su publicación.

**Revista de Geología
Aplicada a la Ingeniería
y al Ambiente**

FORMULARIO DE SUSCRIPCIÓN O COMPRA

ENVIAR A:

Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería
Maipú 645 - Piso 1° - C1006ACG
Ciudad Autónoma de Buenos Aires - Argentina

(Una vez completado el formulario envíelo a la dirección antes mencionada)

1. Suscripción a la *Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente*, por el corriente año (marcar la siguiente casilla) []

2. Deseo adquirir los números *atrasados*:

_____ []

3. Deseo comprar los artículos:

_____ []

Indique si desea recibir su pedido en formato *papel* (por correo tradicional), o en formato *electrónico en fichero pdf* (por correo electrónico):

FORMA DE PAGO

Adjuntando cheque a nombre de la Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería.

Mediante depósito en la Cuenta Corriente N° 20566/5 Sucursal 115 del Banco Santander Río

Mediante transferencia bancaria a la Cuenta Corriente. CUIT: 30 - 67660597- 1.

CBU 0720 11542 000000 2056654

Solicitud de *factura* para pago mediante transferencia.

PRECIO DE COMPRA (Desde 01-06-2014):

Para Argentina: Gastos de envío incluidos.

- Compra de número vigente: **400** Pesos
- Compra de número atrasado: **320** Pesos
- Compra de artículos sueltos (se enviarán en formato electrónico .pdf): **160** Pesos por artículo

Para el exterior: Gastos de envío no incluidos.

- Compra de número vigente: **50** Dólares
- Compra de número atrasado: **40** Dólares
- Compra de artículos sueltos (se enviarán en formato electrónico .pdf): **16** Dólares por artículo

PRECIOS DE SUSCRIPCIÓN (Desde 01-06-2014):

Para Argentina: Gastos de envío incluidos.

- Suscripción anual: dos números.
- Suscripción normal: **400** Pesos, en formato electrónico, y **600** Pesos en edición papel
- Suscripción Instituciones: **1600 / 2400** Pesos
- Compra de número atrasado: **320** Pesos
- Compra de artículos sueltos (se enviarán en formato electrónico .pdf): **160** Pesos por artículo

Para el exterior: Gastos de envío no incluidos.

- Suscripción anual: dos números.
- Suscripción normal: **40** Dólares, en formato electrónico, y **60** Dólares en edición papel
- Suscripción Instituciones: **200/240** Dólares
- Compra de número atrasado: **40** Dólares
- Compra de artículos sueltos (se enviarán en formato electrónico .pdf): **16** Dólares por artículo

Envíos fuera de Argentina: se añadirán gastos de envío a los precios anteriormente señalados. Ver tarifas de correos en: www.correoargentino.com.ar

Quienes quieran asociarse a la Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería encontrarán información a tal efecto en www.asagai.org.ar

Los Socios de ASAGAI reciben sin cargo alguno la revista.

Copyright
© Editorial ASAGAI. 2014
Printed in Argentina

Se terminó de imprimir en Junio de 2014