

Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil



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



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

Implicaciones del tsunami de Tohoku del año 2011 para la gestión de desastres naturales en Japón Implications of the 2011 Tohoku tsunami for risk management in Japan

T. Shibayama, M. Esteban, I. Nistor, H. Takagi, N. Danh Thao, R. Matsumaru, T. Mikami, K. Ohira y A. Ohtani

Implicancia del Decreto 117 en la demanda sísmica y respuesta global en edificios de Antofagasta Implication of the Act 117 in the seismic demand and global response in buildings of Antofagasta

J. Music, P. Tapia y W. Fleming

Chile, energía y desarrollo Chile, energy and development

C. Pastén

A preliminary study of seismic microzonation of Concepción based on microtremors, geology and damages patterns Estudio preliminar de microzonificación sísmica de Concepción basado en micro vibraciones, geología, y patrones de daño

F. Leyton, G. Montalva y P. Ramírez

On the mild and wild mechanical roughness of the lithosphere Sobre la suave y salvaje rugosidad mecánica de la litósfera

G. Gudehus

Análisis del proceso constructivo y variabilidad de parámetros geotécnicos en la capacidad de carga de micropilotes usando elementos finitos aleatorios Analysis of the construction process and geotechnical parameters variability on the loading capacity of micropiles using random finite elements

C. Mendoza, A. Ramos, R. Cunha y A. Lizcano

Estudio de los procesos hidrológicos de la cuenca del Río Diguillín Study of the hydrological processes of the Río Diguillín watershed

R. Zúñiga, E. Muñoz y J.L. Arumí



GENERAL BONILLA, CONCEPCION



RUTA INTERPORTUARIA, CONCEPCION



CHIGUAYANTE, CONCEPCION



ACCESO NORTE A TEMUCO

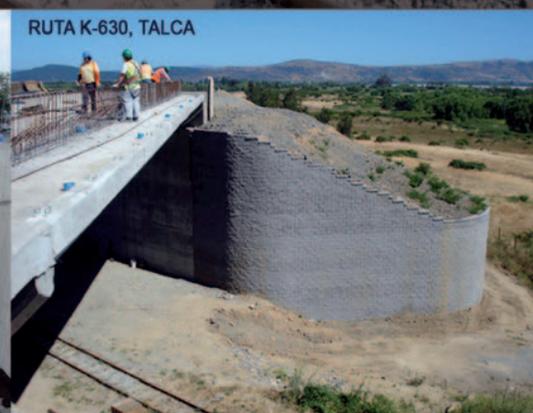


ESTRIBO SAN FRANCISCO DE MOSTAZAL, RANCAGUA

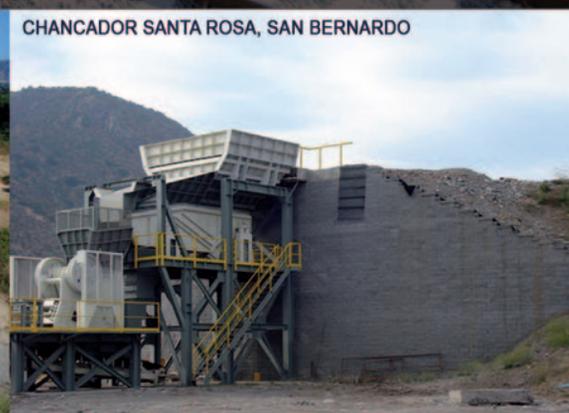
- MUY BUEN DESEMPEÑO EN TODA LA ZONA AFECTADA POR 27/F
- MURO BLOQUE SISTEMA MESA
- MURO FACHADA VEGETAL SISTEMA SIERRA



COSTANERA NORTE, SANTIAGO



RUTA K-630, TALCA



CHANCADOR SANTA ROSA, SAN BERNARDO

Edición 11, Otoño 2012
Revista Obras y Proyectos

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

Director

Profesor Dr. Hubert Mennickent
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

Dr. Arsenio Negro
Bureau de Projotos e Consultoria Ltda., Sao Paulo, Brasil
Dr. Giang Nguyen
The University of Sydney, Australia
Dr. Ricardo Nicolau
JRI Ingeniería, Santiago, Chile
Ing. Mauro Poblete
Universidad de Karlsruhe, Alemania
Ing. Mauricio Villagrán
Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile

Comité editorial

Dr. Giovanni Alvarado
EDAFOS, Atenas, Grecia
Dr. Rodrigo Cienfuegos
Pontificia Universidad Católica, Santiago, Chile
Dra. Luisa Equihua
Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla, México
Dr. Wagner Fleming
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dr. David Muría
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Efraín Ovando
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Iván Salazar
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dra. Alejandra Stehr
EULA, Universidad de Concepción, Chile
Dr. Ramón Verdugo
Universidad de Chile, Santiago, Chile
Dr. Ingo Weidlich
AGFW e.V., Frankfurt/Main, Alemania
Dr. Torsten Wichtmann
Universidad de Karlsruhe, Alemania

Diseño y diagramación

VCR Publicidad
verpublicidad@gmail.com
888 23187

Asesoría comercial

Sra. Maritza Jara
maritzajara@ucsc.cl
56 41 234 53 05

Contacto y envío de artículos

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

Suscripciones

Sra. Mariella García
mariellagarcia@ucsc.cl - fono: 56 41 234 53 03
\$8.000 anual (US\$20, €14, £12)
Estudiantes \$5.000 (US\$12, €10, £8)
Valor ejemplar \$4.500 (US\$11, €12, £6)

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

Revista indexada y catalogada en  www.scielo.cl

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

Definición de la Revista

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

Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

Contenidos



- 4** **Implicaciones del tsunami de Tohoku del año 2011 para la gestión de desastres naturales en Japón**
Implications of the 2011 Tohoku tsunami for risk management in Japan
T. Shibayama, M. Esteban, I. Nistor, H. Takagi, T. Nguyen, R. Matsumaru, T. Mikami, K. Ohira y A. Ohtani.
- 19** **Implicancia del Decreto 117 en la demanda sísmica y respuesta global en edificios de Antofagasta**
Implication of the Act 117 in the seismic demand and global response in buildings of Antofagasta
J. Music, P. Tapia y W. Fleming
- 28** **Chile, energía y desarrollo**
Chile, energy and development
C. Pastén
- 40** **A preliminary study of seismic microzonation of Concepción based on microtremors, geology and damages patterns**
Estudio preliminar de microzonificación sísmica de Concepción basado en microvibraciones, geología, y patrones de daño
F. Leyton, G. Montalva y P. Ramírez
- 48** **On the mild and wild mechanical roughness of the lithosphere**
Sobre la suave y salvaje rugosidad mecánica de la litósfera
G. Gudehus
- 61** **Análisis del proceso constructivo y variabilidad de parámetros geotécnicos en la capacidad de carga de micropilotes usando elementos finitos aleatorios**
Analysis of the construction process and geotechnical parameters variability on the loading capacity of micropiles using random finite elements
C. Mendoza, A. Ramos, R. Cunha y A. Lizcano
- 72** **Estudio de los procesos hidrológicos de la cuenca del Río Diguillín**
Study of the hydrological processes of the Río Diguillín watershed
R. Zúñiga, E. Muñoz y J.L. Arumí



Implicaciones del tsunami de Tohoku del año 2011 para la gestión de desastres naturales en Japón

Implications of the 2011 Tohoku tsunami for risk management in Japan

Fecha de entrega: 22 de enero 2012

Fecha de aceptación: 2 de mayo 2012

Tomoya Shibayama¹, Miguel Esteban¹, Ioan Nistor², Hiroshi Takagi³,
Thao Nguyen⁴, Ryo Matsumaru⁵, Takahito Mikami¹, Koichiro Ohira¹ y
Akira Ohtani¹

¹Department of Civil and Environmental Engineering, Waseda University, 3-4-1 Ookubo, Shinjuku-ku, Tokyo, T169-8555, Japan, shibayama@waseda.jp, esteban@aoni.waseda.jp, t.mikami@asagi.waseda.jp, chonchan.factory@gmail.com, r-ohtani@ruri.waseda.jp

²Department of Civil Engineering, University of Ottawa, 161 Louis Pasteur St., A115, Ottawa, Ontario K1N 6N5, Canada, inistor@uottawa.ca

³Department of International Development, Tokyo Institute of Technology, Ookayama 2-12-1-S 6-3, Meguro-ku, Tokyo, T152-8550, Japan takagi@ide.titech.ac.jp

⁴Department of Port and Coastal Engineering, Ho Chi Minh City University of Technology, 268 Ly Thuong Kiet Street, District 10, HCMC Vietnam, ndthao@hcmut.edu.vn

⁵IRM Ltd, Kasuya 2 chome, Setagaya-ku, 1570063, Tokyo Japan, matsumaru.ryo@irm-j.co.jp

El 11 de Marzo del 2011 un terremoto de magnitud 9.0 en la escala Richter generó un devastador tsunami que arrasó una extensa área de la costa noreste de Japón. El Gran Terremoto y Tsunami del Este ha sido descrito como un evento que solo sucede una vez cada varios miles de años aproximadamente, y como consecuencia de éste es necesario que la filosofía sobre Gestión de Desastres Naturales en Japón sea revisada para tener en cuenta varias lecciones aprendidas a raíz de este desastre. En este artículo los autores presentan los resultados de investigaciones de terreno en el área de Tohoku. Se detalla el daño en varias localidades y se analizan los mecanismos de daño sobre diversos tipos de estructuras. Los autores también presentan una serie de cambios que están ocurriendo en la filosofía de gestión de riesgos en Japón. Esencialmente, la idea que sólo los métodos de infraestructura física son siempre capaces de proteger las vidas de la población local ha sido descartada, y aunque se mantiene la idea de que estos métodos pueden resultar útiles para la protección de las propiedades, en última instancia los métodos de planificación deberían formar la pieza más importante del sistema de medidas para la protección de las vidas de las personas en estas áreas.

Palabras clave: tsunami, Tohoku, Gestión de Desastres Naturales

On March 11th 2011, a large earthquake of magnitude 9.0 on the Richter scale occurred offshore the northeast coast of Japan, generating a major tsunami which devastated large parts of Japan's north-eastern coastline. The "Great Eastern Japan Earthquake and Tsunami" has been described as one in several thousand years event, and as a consequence it is necessary that the revising of the philosophy behind Coastal Disaster Management in Japan take into account the lessons learned from this latest disaster. In this article, the authors present the results of their field surveys in the Tohoku area, describing the damage in various places and analysing the failure mechanism of a variety of coastal structures. The authors also present some changes that are currently occurring in the risk management philosophy in Japan. Essentially, the idea that infrastructure measures can always protect against the loss of life has been discarded, and although they can play a part in the protection of property ultimately planification measures should be the cornerstone of the strategy to protect people's lives in coastal areas.

Keywords: tsunami, Tohoku, Disaster Risk Management

Introducción

El 11 de marzo del año 2011 un terremoto de magnitud 9.0 en la escala Richter tuvo lugar en el mar próximo a la

costa noreste de Japón, generando un tsunami que causó graves daños en las zonas costeras. Un gran número de edificios, incluso muchos de ellos construidos en hormigón armado, fueron destruidos o sufrieron daños extensos, y



una gran parte de la flota pesquera terminó encallada en tierra. Muchas estructuras de defensa costera como diques, rompeolas u otras estructuras construidas para resistir tsunamis, también sufrieron graves daños. Ha sido uno de los peores tsunamis que ha afectado Japón a lo largo de su historia. De hecho, el así llamado *Gran Terremoto y Tsunami del Este* está considerado como un evento que se produce solo cada varios miles de años, al igual que el tsunami de Jogan del año 869 d.C. (Sawai *et al.*, 2006). Esta zona de Japón, conocida con el nombre de Tohoku, ha sido frecuentemente atacada por tsunamis, como el Tsunami de Keicho en el año 1611, donde las olas llegaron hasta 4 km tierra adentro, causando grandes daños en la región (Sawai *et al.*, 2006), o los tsunamis de Meiji-Sanriku de 1896 y Showa-Sanriku de 1933.

Como consecuencia de este tsunami se hace necesario revisar la filosofía detrás de la Gestión de Desastres Naturales en Japón. El desastre ha proporcionado muchas lecciones de cómo se podrían mejorar muchos aspectos de esta gestión, y estas lecciones afectarán las consideraciones teóricas, morales y éticas de dicha gestión. En este artículo los autores describen las principales características del evento y sus implicancias.

Mucho de lo que será discutido tiene su base en problemas intrínsecos a la actual manera de gestionar desastres naturales. Durante muchos años se ha debatido entre los Ingenieros de Costas japoneses y la comunidad que gestiona los desastres naturales si los métodos físicos de protección basados sólo en infraestructura, como los rompeolas o diques, son preferibles a los métodos de planificación como los sistemas de alerta o planes de evacuación. La magnitud del evento de marzo del 2011 ha intensificado el debate, y de hecho en Japón se está comenzando a llegar a un consenso a este respecto. La idea de que las estructuras de protección son siempre capaces de proteger la vida de los habitantes de la costa ha sido abandonada, especialmente a la luz de este último evento. La función de estas estructuras es por tanto dar protección a las propiedades durante los eventos de mayor frecuencia, pero de una intensidad menor, típicamente con un periodo de retorno de entre 50 a 60 años y entre 150 a 160 años (intervalos de frecuencia usados en Japón). Estos eventos comienzan a ser referidos como “Tsunamis de Nivel 2”. El

objetivo de los métodos de planificación sería la protección de vidas, y estaría diseñado teniendo en mente los eventos más infrecuentes pero de mayor intensidad que comienzan a ser definidos como “Tsunamis de Nivel 1”. El costo financiero de construir estructuras para proteger contra tsunamis es bastante elevado, y su efectividad no está del todo clara, sobre todo para eventos superiores al tsunami de diseño, como sucedió en marzo del 2011.

En el futuro la construcción de infraestructura sólo debería proceder si se establece que tienen sentido desde un punto de vista de costo-beneficio, especialmente considerando que sólo se espera que protejan las propiedades de las zonas costeras. Hoy en día no está claro hasta qué punto los métodos físicos contribuyeron a aliviar el daño causado por el tsunami, especialmente dado el extenso (a veces catastrófico) daño que sufrieron estas estructuras. Un análisis preliminar de la altura de ola en frente y detrás del rompeolas situado en la bahía de Kamaishi muestra como la estructura podría haber contribuido a reducir la altura de inundación entre un 40 y 50% (utilizando datos del Tohoku Earthquake Tsunami Joint Survey Group (2011) y de PARI (2011)), aunque realmente es necesario investigar este fenómeno mucho más a fondo.

Una parte de esta discusión sobre los métodos de planificación y de infraestructura se centra en si las áreas costeras pueden ser consideradas como lugares de recreo o como el origen de posibles amenazas. ¿Se debería preservar la belleza de estas áreas, o protegerlas de potenciales ataques provenientes del mar?. Japón es un país que periódicamente experimenta desastres naturales como terremotos, tsunamis y tifones, entre otros. Para protegerse contra tifones y tsunamis es necesario no solo construir defensas costeras sino que también es necesario la adecuación de ríos y laderas de montañas para proteger contra otras consecuencias de estos desastres, como inundaciones y remociones en masa. Por lo tanto, las consideraciones estéticas y de ingeniería pertinentes al caso de Japón no son necesariamente las mismas de otros países. Esto se refleja también en la mentalidad de la población e Ingenieros Civiles japoneses, que asocian la idea de problemas costeros con amenazas y como protegerse de ellas. Por ejemplo, la costa de Sanriku tiene una economía que depende de la pesca y otras industrias



asociadas con esta actividad. Para la población que vive en estas áreas las consideraciones estéticas son seguramente secundarias comparado con la protección de vidas y de su estilo de vida. Por esto la implementación de métodos de defensa físicos es esencial para que la zona continúe siendo habitada y que la población viva en relativa paz con el mar. Este sentimiento en Japón es en general bastante diferente al de otros países de Europa o América del Norte, donde la implementación de estructuras de defensa sería difícil debido a la oposición de la población del lugar, que protestaría sobre el impacto de las estructuras sobre el ambiente.

El *Gran Terremoto y Tsunami del Este* del 2011 sin duda conllevará a profundas reflexiones sobre los conceptos y formas de gestión de riesgos referentes a tsunamis en Japón y en el mundo. La gran cantidad de daños y el elevado número de víctimas en un país que se consideraba bien preparado para los tsunamis sin duda creará grandes debates entre Ingenieros Costeros, las personas y organismos que gestionan zonas costeras y los gobiernos nacionales y locales. A pesar de las trágicas consecuencias de eventos como éste, es importante comprender que también presentan oportunidades para impulsar cambios en la utilización y protección de la costa e incrementar la capacidad de defensa de las comunidades contra futuros eventos. En este caso es difícil llegar a la conclusión de que los errores del pasado están siendo repetidos, debido a que este evento tiene un periodo de retorno tan alto que lo hace relativamente único en la historia de Japón hasta este momento. A pesar de esto, este tipo de eventos serán a partir de ahora una parte constituyente de la historia de la humanidad, y pueden servir de ejemplos para otras regiones de Japón o del mundo.

Investigaciones en terreno

Con el objetivo de obtener un registro completo de alturas de ola e impacto del tsunami en las regiones costeras, el Grupo de Investigación de Terreno del Tsunami fue organizado de manera inmediata después del evento. Este grupo estuvo compuesto de investigadores, docentes, ingenieros y funcionarios de diferentes organismos Japoneses. Tan solo dentro del Comité de Ingeniería de Costas Japonés fueron formados 48 equipos de trabajo, sumando en total más de 150 individuos. Además de esto,

diversos otros equipos de trabajo fueron formados por autoridades de varias prefecturas y municipios, con lo cual es fácil concluir que se reunió más información acerca del tsunami que de cualquier otro en la historia. Gran parte de esta información es accesible en la página web del Tohoku Earthquake Tsunami Joint Survey Group (2011).

Los autores de este trabajo efectuaron cuatro investigaciones de terreno dentro de este grupo, en las prefecturas de Iwate, Miyagi, Fukushima, Ibaraki y Chiba. La altura de inundación debido al tsunami fue del orden de más de 10 m en la parte norte de Miyagi, 5 a 10 m en la Bahía de Sendai, y alrededor de 5 m en las costas de Ibaraki y Chiba. La Figura 1 muestra las zonas de la costa que fueron investigadas por los autores, indicando la altura de inundación en cada punto.

Es importante señalar que gran parte de la costa de Fukushima no fue inspeccionada debido a la zona de exclusión de 30 km impuesta por el gobierno japonés debido a la falla de la central nuclear en esta prefectura.

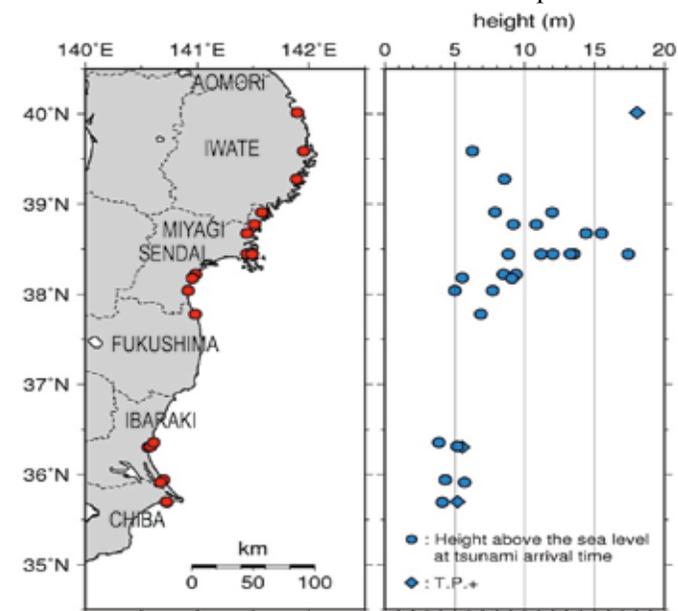


Figura 1: Altura de inundación del tsunami a lo largo de la costa japonesa

Características geográficas del área de Tohoku

El área costera de Tohoku es bastante variada desde el punto de vista de sus características geográficas, que deben ser consideradas detenidamente para comprender los daños

causados por el tsunami en cada localidad. Una gran parte de la costa norte de Tohoku, y especialmente la Costa de Sanriku, está compuesta de rías (parecidos a los fiordos de Noruega pero que tienen su origen en la erosión causada por ríos en lugar de glaciares), mientras que la parte sur está caracterizada por la presencia de largas playas arenosas.

Las defensas costeras en la parte norte estaban generalmente compuestas por rompeolas, diseñadas para resistir tsunamis u olas generadas por viento. La parte sur en cambio disponía de menos rompeolas, y en lugar de ello las defensas costeras estaban compuestas de diques construidos para proteger la zona de los efectos de las olas generadas por vientos debidos a tifones y otras tormentas.

Características sociales e industriales de la zona de Sanriku

La parte norte de Tohoku desde un punto de vista socio-económico está caracterizada por un descenso gradual de la población debido al envejecimiento provocado por bajas tasas de natalidad. La industria está dominada por pequeños puertos pesqueros y por el sector agrícola, con la excepción de algunas grandes ciudades como Miyako, Kamaishi, Ofunato y Kesenuma. Aunque estas ciudades también padecen un envejecimiento gradual de la población, el hecho de que algo de industria pesada y pesca moderna esté concentrada alrededor de estos puntos les convierte en pequeños centros regionales. La ciudad de Sendai es el núcleo urbano más importante de la zona de Tohoku, con una población de más de un millón de habitantes. Concentra las actividades comerciales de la zona y también es la capital de la región. Al sur de Sendai el sector agrícola es la principal actividad debido a que la zona está compuesta de zonas planas adecuadas al cultivo de arroz.

Historia de los tsunamis y terremotos en el área de Tohoku

A lo largo de los más de 1000 años de historia japonesa existen un gran número tsunamis detallados en las crónicas históricas del país. De acuerdo con estas crónicas en el área de Tohoku los 5 de mayor magnitud fueron los de Jogan (869), Keicho (1611), Meiji-Sanriku (1896), Showa-Sanriku (1933) y Chile (1960) (Watanabe, 1985).

La descripción del tsunami de Jogan solo aparece en un documento histórico conocido como Sandai-Jitsuroku. Este tsunami inundó gran parte de la zona costera de Tohoku, y debido a ello perecieron aproximadamente unas 1000 personas. No existe ninguna otra fuente de información sobre este evento y por lo tanto el conocimiento que existe sobre el tsunami de Jogan es limitado. A pesar de ello, depósitos geológicos de este tsunami fueron encontrados recientemente en la llanura de Sendai y a lo largo de la costa de Sanriku, lo cual ha servido para identificar de forma gradual el área que fue inundada (Minoura *et al.*, 2001). Desde la época Edo (~1603), la cantidad de registros sobre los tsunamis se ha incrementado considerablemente. El tsunami de Keicho fue uno de los más destructivos de la época Edo, golpeando un área extensa que abarcó desde la isla de Hokkaido al norte hasta Sanriku. Desde el comienzo de la época de Meiji (~1868) han tenido lugar tres grandes tsunamis en la costa de Sanriku. Dos de ellos son tsunamis que tuvieron su origen en terremotos cercanos a la costa mientras que el tercero tuvo su origen lejos de Japón. El primero de ellos se conoce como el tsunami de Meiji-Sanriku, que causó la pérdida de más de 22000 vidas. La magnitud del terremoto que originó el tsunami no fue demasiado grande, pero a pesar de ello las olas del tsunami llegaron a los 20 m de altura. El segundo tsunami se conoce como el tsunami de Showa-Sanriku, en el que perdieron la vida alrededor de 3000 personas. El tercer evento fue el tsunami de Chile de 1960, que fue producido por un terremoto de magnitud 9.5 en la escala Richter. Este tsunami causó graves daños a lo largo del Océano Pacífico, incluyendo la costa de Sanriku, donde murieron más de 100 personas.

Daños estructurales

Muchos edificios, inclusive edificios de hormigón armado, fueron arrasados por el tsunami, e incluso gran parte de los que permanecieron en su sitio sufrieron daños graves. El tsunami afectó de forma significativa a los rompeolas, diques, bosques y otras estructuras de defensa a lo largo de la costa. Es significativo que incluso rompeolas que fueron diseñados específicamente para proteger contra los tsunamis fueron total o parcialmente dañados. En esta sección se analizarán algunas características de los daños estructurales, las lecciones aprendidas a raíz de estos daños y de algunas áreas de investigación que deberían



ser priorizadas en el futuro. En la opinión de los autores sería importante que en el futuro las estructuras costeras fueran diseñadas de un modo que no fallen de forma catastrófica incluso en el caso de que el criterio de diseño sea sobrepasado.

Daño estructural a edificios

Un gran número de edificios fue parcial o completamente destruido y el daño que sufrieron las estructuras de madera no resulta sorprendente en este caso, pero muchos edificios de hormigón armado también sufrieron grandes daños. Particularmente elocuente es el caso de varios edificios en Onagawa, que sufrieron volcamiento producto del tsunami, como se puede ver en la Figura 2. Estos edificios fueron construidos sobre pilotes, y como consecuencia del terremoto fallaron por corte en la unión con los dados de fundación. Tras de ello, las fuerzas laterales debidas a la presión del agua volcaron la estructura. Es posible que la licuación del suelo de fundación pueda haber contribuido al colapso del edificio. Muchos de los edificios que sufrieron daños estructurales debido al tsunami fueron construidos hace varias décadas, usando códigos de diseño que no incluyen en su análisis la fuerza del flujo generado por un tsunami.



Figura 2: Edificio de hormigón armado fundado sobre pilotes volcado por el tsunami en Onagawa

En realidad, hoy en día sigue sin existir un código de diseño que haga obligatorio que las estructuras sean diseñadas para resistir un tsunami, ni en Japón ni en ninguna otra parte del mundo. El único documento disponible en Japón es el “Manual de Diseño de Edificios de Evacuación para

Tsunami”, que hasta ahora solo ha sido utilizado para el diseño de un número limitado de estructuras, como el edificio de evacuación de Minamisanriku (ver Figura 3) que sobrevivió el tsunami sin grandes daños estructurales, con la excepción de la socavación del terreno alrededor del edificio. A pesar de ello, este documento no tiene el estatus de un código de diseño obligatorio. Es interesante de todos modos observar que el nuevo código de diseño de edificios en Japón contiene información de cómo estimar las fuerzas laterales debido a un terremoto, y aunque éstas no tienen que ver directamente con un tsunami, un edificio diseñado con estas normas sería mucho más resistente a un tsunami que edificios construidos con códigos anteriores. En el caso de los Estados Unidos, algunos documentos contienen apartados que mencionan como calcular las fuerzas de un tsunami como el CCH (2000) o el FEMA P646 (2008), aunque ninguno de estos códigos tiene carácter obligatorio (Raskin *et al.* 2011).



Figura 3: Edificio de evacuación (círculo rojo) de Minamisanriku con accesos socavados

Es interesante el hecho de que existen considerables diferencias entre los códigos de construcción y diseño existentes que disponen de apartados de cómo calcular las fuerzas debidas a un tsunami en función de la altura de inundación y de la pendiente de la playa. Algunos ejemplos de estos códigos son CCH (2000), ASCE 07 (2005), FEMA55 (2005) y FEMA P646 (2008). Investigadores como Nistor *et al.* (2009) han presentado nuevas fórmulas y metodologías para estimar las fuerzas debidas a un tsunami y cómo éstas actúan sobre edificios. A pesar de esto,

existen considerables diferencias entre las estipulaciones y recomendaciones de los diferentes códigos: algunos de ellos, como el FEMA55 (2005), no consideran las fuerzas debidas al tsunami, o ciertos parámetros como la velocidad o las características del impacto de objetos flotantes son estimados de forma diferente en cada documento (Nistor *et al.* 2010). En realidad, la compleja interacción entre las fuerzas hidrodinámicas inducidas por el tsunami y las estructuras todavía no se comprende bien, aunque esta área está recibiendo bastante atención últimamente y se están realizando esfuerzos para mejorar los códigos de diseño. Un nuevo subcomité del ASCE7 ha sido formado con el objetivo de elaborar nuevas directrices para la estimación de fuerzas de los tsunamis, las cuales deberían ser publicadas para el año 2016. Al mismo tiempo en Japón se ha comenzado a trabajar para revisar las directrices de diseño de edificios situados en áreas de riesgo de tsunami.

Daño estructural de diques costeros

Numerosos diques costeros sufrieron considerables o irreparables daños debido al tsunami de marzo del 2011, que tuvo una altura de ola muy superior a la que se utilizó para diseñar estas estructuras, las cuales fueron diseñadas para olas de viento o de tsunami. Por supuesto que una estructura diseñada para olas de viento puede también ofrecer algo de protección contra un tsunami, no obstante, existen problemas particulares asociados a cada tipo de estructura. El área que concentra casi todas las estructuras de protección contra tsunamis en Japón es de hecho el área de Sanriku (Aomori, Iwate y Miyagi), debido a la frecuencia con la que los tsunamis han atacado esta costa en la historia reciente. En cambio, el área sur de Sanriku (en la llanura de Sendai) estaba protegida principalmente con estructuras diseñadas para proteger contra el aumento del nivel del mar durante temporales y tormentas.

Para el caso de diques diseñados para proteger contra olas generadas por el viento, la elevada fuerza causada por el caudal que sobrepasó la estructura resultó en la destrucción de muchas secciones de dique, como puede verse en la Figura 4. Muchas de estas estructuras estaban compuestas de un núcleo de gravilla y arena, recubierto de una estructura de hormigón armado con bajas cuantías de acero o sin refuerzo. Debido a la socavación progresiva, el núcleo de los diques quedó expuesto a la acción del agua lo

que provocó su eventual colapso (ver Figura 5). Muchas de las partes centrales de los diques no estaban protegidas con geotextiles, y los autores observaron que los terraplenes en las riberas de los ríos (como en la desembocadura del río Natori) que sí estaban protegidas con geotextiles sufrieron menos socavación que en áreas que no lo estaban. Para mejorar la resistencia de este tipo de estructuras en futuros tsunamis se recomienda la posible inclusión de geotextiles en el diseño de estructuras de protección costera. De hecho, el uso de geotextiles es muy frecuente hoy en día en Japón, aunque se utilizan generalmente sólo en la parte frontal de las estructuras de protección, y teniendo en cuenta lo que sucedió en este último tsunami, quizás sería recomendable también instalarlas en la parte posterior.



Figura 4: Colapso de una estructura de protección en la ciudad de Soma (Prefectura de Fukushima). Las partes de la estructura que sobrevivieron estaban reforzadas con tetrápodos colocados delante de ellos.

El efecto de los tetrápodos colocados enfrente de las estructuras de protección también merece la pena ser mencionado. En la ciudad de Soma estas unidades fueron capaces de proteger el núcleo del dique. Sin embargo, se debe mencionar que el uso de este tipo de estructuras, perjudica gravemente la estética de la playa. Por lo tanto, llegar a un equilibrio entre la necesidad de utilizar estructuras de protección y la preservación de la belleza del medio litoral, parece ser un problema no muy fácil de solucionar.

Daño estructural a rompeolas

Un gran número de rompeolas construidos en las áreas costeras de Tohoku pueden ser divididos en dos categorías, dependiendo de si fueron construidos principalmente para



proteger contra olas de tsunamis o contra olas generadas por el viento.



Figura 5: Ruptura de las estructuras de defensa en Watari. La socavación de la parte posterior del dique deja expuesto el núcleo de arena a la acción del agua, lo cual eventualmente también resultó en la rotura de la parte frontal del dique construida de hormigón.

Una gran parte del área costera de Tohoku, y especialmente el área de Sanriku, está formada por rías, antiguos valles fluviales inundados por el mar (parecidos a los fiordos) que son especialmente vulnerables a los tsunamis debido a que concentran gran parte de la energía del tsunami a lo largo de su eje longitudinal, tal y como ocurrió por ejemplo durante el tsunami de Chile en 1960. A raíz de este tsunami, el gobierno japonés decidió construir colosales rompeolas para proteger la entrada de algunas de las rías, en lugares como Kamaishi, Ofunato y Kuji. La construcción de dichas estructuras fue extremadamente costosa, debido a la elevada profundidad de la zona donde se encuentran situadas. De hecho el rompeolas de Kamaishi es el más profundo jamás construido en el mundo, a una profundidad de 63 m. A pesar de ello estas estructuras no fueron capaces de sobrevivir intactas el *Gran Terremoto y Tsunami del Este* de marzo del 2011. El rompeolas de Ofunato desapareció completamente a causa del tsunami, y el de Kamaishi fue gravemente dañado. Se puede argumentar que en realidad ninguno de ellos fue diseñado para una altura de tsunami en mente igual a la que ocurrió durante el evento de marzo del 2011. Originalmente fueron concebidos para una altura de 6 m desde el nivel mínimo del mar a la parte superior del rompeolas (Takahashi *et al.* 2011). Es interesante de todos modos observar como los rompeolas de Kamaishi y

Ofunato se comportaron de forma diferente, el de Ofunato desapareció completamente (daño catastrófico) y el otro sufrió graves daños (en una de sus secciones al menos) pero permanece a la vista después del tsunami. Obviamente cada uno de los rompeolas tenía diferentes dimensiones y es normal también que reaccionaran de forma diferente. De todos modos, sería necesario investigar en el futuro de forma más detenida el mecanismo de falla de los rompeolas para tsunamis de gran altura. Es imperativo que en el futuro el diseño de rompeolas para tsunamis sea capaz de asegurar estructuras que no fallen de forma catastrófica.

No está claro tampoco cuánta protección ofrecieron estas estructuras a las poblaciones situadas detrás de ellas. Existe evidencia de que la altura de inundación detrás de las estructuras fue menor que delante de ellas (PARI, 2011). Aunque será necesario realizar estudios más detallados para modelar el comportamiento e interacción entre la ola y el rompeolas. También es importante señalar que actualmente no se comprende del todo el modo de destrucción de los rompeolas debido a un tsunami o incluso a las simples olas producidas por el viento (Esteban *et al.*, 2008), y es evidente que esto tiene un efecto en la propagación de la ola dentro de la bahía.

Un elevado número de los rompeolas que fueron diseñados para proteger contra olas generadas por tormentas y tifones sufrieron también grandes daños, y en algunos casos fueron completamente destruidos, como el rompeolas a la entrada del puerto de Onagawa (ver Figura 6). Estos rompeolas, como resulta evidente, no fueron diseñados con tsunamis en mente y por tanto resulta lógico que fueran dañados.

Efectos sobre el ambiente

Tsunamis de la magnitud del *Gran Terremoto y Tsunami del Este* de marzo del 2011 tienen inevitablemente un efecto negativo sobre el ambiente litoral de las áreas afectadas. A continuación se presentan algunos de los efectos más inmediatos que se pueden observar en las costas de Tohoku.

Erosión de las costas

Los tsunamis pueden causar una importante erosión en las zonas costeras, debido al hecho de que pueden mover grandes cantidades de materiales de una zona a otra. Por lo tanto, algunas áreas pueden sufrir considerable erosión,

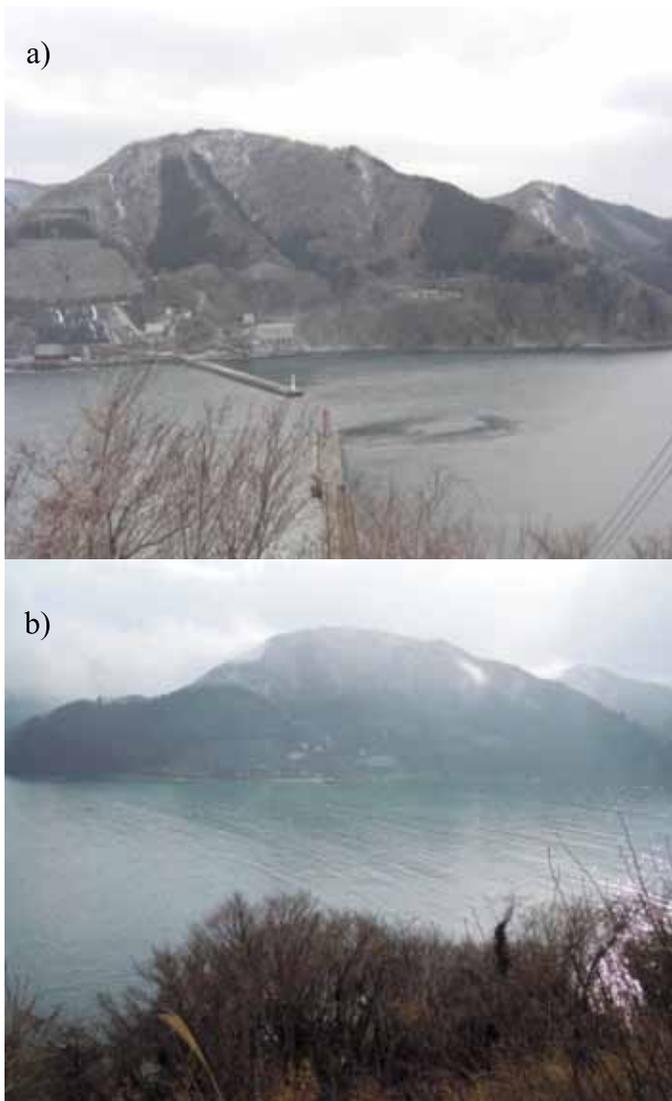


Figura 6: a) Rompeolas en Onagawa antes del tsunami y b) después del tsunami. Notar que prácticamente no hay vestigios del rompeolas

y luego estos sedimentos pueden estar depositados en otras zonas de la costa o tierra adentro. Para prevenir la erosión de estos y otros tipos de desastres costeros (como los causados por los tifones) las autoridades japonesas han construido en el pasado de forma sistemática estructuras de defensa costera a lo largo del litoral. A pesar de ello muchas, si no casi todas, fueron sobrepasadas por el tsunami de marzo del 2011, lo cual resultó en alteraciones dramáticas de la línea de costa. Ejemplos de esto pueden ser observados en partes como Minamisanriku o Motoyoshi, donde en algunos casos decenas de metros de litoral fueron perdidos. Recuperar estas zonas es por supuesto posible, pero conlleva mover grandes cantidades de materiales

de unos sitios a otros para rellenar las zonas perdidas. Además, a consecuencia del terremoto y del movimiento que éste causó sobre la placa continental sobre la que se sitúa Japón toda el área de Tohoku ha perdido altura con respecto al nivel del mar, y esto ha agravado los efectos del tsunami. Algunos sitios como Ishinomaki han sufrido una subsidencia de 78 cm de acuerdo con la Autoridad de Información Geoespacial de Japón (GIAJ 2011), y en algunos lugares el desplazamiento vertical ha sido de hasta 1.2 m. De forma adicional es posible que la erosión en la costa se incremente en el futuro debido al aumento de la profundidad del mar en estas zonas, que conllevará cambios en el régimen de olas de la zona. Es probable por lo tanto que los efectos del tsunami se continúen sintiendo todavía durante muchos años, y que considerables cantidades de dinero tendrán que ser gastadas para que la costa vuelva a la situación como estaba antes del tsunami. De forma general, es posible decir que las áreas que sufrieron menos erosión fueron las que estaban protegidas por estructuras que sobrevivieron el tsunami, lo cual señala la importancia de construirlas de forma adecuada.

Bosques costeros y calidad del suelo

Aunque existe una creencia generalizada de que los bosques costeros pueden ayudar a proteger contra un tsunami en realidad no está claro si en realidad estos ofrecen mucha protección. También es importante observar que los bosques pueden sufrir graves daños a consecuencia de un tsunami. Los tsunamis más fuertes son capaces de arrancar árboles y transportarlos al interior, convirtiéndolos en objetos flotantes que pueden incrementar el daño a las infraestructuras o edificaciones. Este proceso puede aumentar el daño de la zona, como aconteció en Rikuzentakata, donde el bosque costero fue completamente arrasado por el tsunami, que causó también una importante erosión en el área costera circundante (ver Figura 7).

Los tsunamis también pueden incrementar la salinidad de los suelos de las áreas inundadas, lo cual puede resultar en la muerte de la vegetación, como fue observado en numerosas áreas donde las hojas de los árboles gradualmente cambiaron de color después del tsunami. Esto indica el efecto causado por el incremento de la salinidad, aunque por supuesto es posible que la vegetación se recupere. De



todos modos es importante recordar que este efecto no debería distraer la atención de problemas más importantes como la preservación de las vidas humanas, mucho más importante que el estado de la vegetación después de un tsunami.



Figura 7: Solo un árbol del bosque costero de Rikuzentakata sobrevivió al tsunami

Consideraciones relacionadas con las pérdidas humanas

El *Gran Terremoto y Tsunami del Este* de marzo del 2011 causó más de 20000 muertes, número elevado teniendo en cuenta que Japón era un país que se consideraba especialmente bien preparado para resistir desastres naturales. Anteriores desastres como el tsunami de Meiji-Sanriku en 1896 (21959 víctimas entre muertos y desaparecidos), el tsunami Showa-Sanriku en 1933 (1522 muertos y 1542 desaparecidos) muestran como el área ha sufrido y probablemente continuará sufriendo devastadores tsunamis. En términos de magnitud, parece que el tsunami de Meiji-Sanriku en 1896 causó olas que llegaron a los 38.2 m de altura en Ryori, con lo cual sería comparable con el evento del 2011. Resulta por tanto importante intentar comprender por qué murieron tantas personas, y qué lecciones se pueden sacar para mejorar la preparación con respecto a futuros tsunamis.

Refugios para tsunami y edificios de evacuación

Uno de los pilares de la filosofía de prevención de desastres radica en la necesidad de entrenar a la población local a que evacue el área y se dirija a zonas elevadas tras la emisión

de una alerta de tsunami. Cuando estas zonas elevadas no son fácilmente alcanzables, la población debería dirigirse a estructuras elevadas, que pueden haber sido construidas para el solo propósito de ofrecer refugio contra tsunamis, a los que nos referiremos como “Refugios para tsunami”, o edificios altos y robustos que generalmente se dedican a otra función como hospitales o bloques de viviendas, a los cuales nos referiremos como “Edificios de Evacuación”. La distinción entre estos dos tipos de edificios es importante dentro del contexto de la terminología de Gestión de Desastres Naturales en Japón, y por tanto mantendremos esta terminología en este artículo.

Los Refugios para tsunami y Edificios de Evacuación generalmente son diseñados teniendo en cuenta el peor escenario que se puede elaborar usando la información científica e histórica disponible. Sin embargo, en el caso del *Gran Terremoto y Tsunami del Este* de marzo del 2011, algunas de las construcciones que habían sido diseñadas como Edificios de Evacuación eran de menor dimensión que la altura del tsunami. Un ejemplo de esto ocurrió en Minamisanriku, donde la persona que emitió la alarma del tsunami permaneció en su puesto hasta que la ola destruyó el edificio. Durante una de las investigaciones de terreno llevadas a cabo por los autores, uno de los residentes del Edificio de Evacuación que se puede ver en la Figura 3 explicó cómo estando en la azotea del edificio tuvo que levantar a su hijo en brazos para que la ola no le mojara. Este edificio tenía 4 plantas, pero algunos otros tenían menos altura y cualquiera que se refugiara en ellos probablemente pereció como consecuencia de que la ola lo rebasara.

Debido a todo esto es importante que se revise la filosofía utilizada para el diseño de Edificios de Evacuación. La construcción de estructuras altas y robustas que puedan ser utilizados como Edificios de Evacuación es claramente posible desde un punto de vista técnico y económico en un país como Japón. Estos edificios, si están bien diseñados, parecen ser capaces de resistir las fuerzas del tsunami, como se muestra en la Figura 3, aunque es necesario de todos modos continuar investigando como mejorar el tipo de construcciones. En el futuro, los Edificios de Evacuación deberían ser diseñados teniendo en mente el tsunami más alto que se espere en un determinado periodo de tiempo, independientemente de que existan registros



históricos o no sobre ello. Cómo seleccionar este periodo de retorno no está claro, pero el *Gran Terremoto y Tsunami del Este* claramente crea un precedente para intentar construir Edificios de Evacuación contra el tsunami más alto que haya acontecido desde un punto de vista geológico e histórico. Existen, por supuesto, limitaciones al tipo de tsunami contra el que se puede intentar diseñar, y para el caso de eventos extremadamente raros, como impactos de meteoritos que pueden generar olas de varios cientos de metros de altura, los métodos tradicionales de gestión de desastres naturales de la Ingeniería de Costas son probablemente inefectivos. Estos eventos se podrían encuadrar dentro de otro nivel diferente de tsunamis, que probablemente se podría denominar como “Nivel 3”. La gestión de desastres de tsunamis provocados por eventos tipo meteoritos probablemente debería utilizar tecnologías de satélites y telescopios para predecirlos con días de anterioridad e intentar evacuar a toda la gente de áreas costeras. En este artículo no discutiremos más sobre este tipo de mega-tsunamis, debido a que están fuera del área de estudio típica de los Ingenieros de Costas.

En la opinión de los autores este cambio de filosofía de intentar proteger contra eventos de mayor magnitud requerirá una reevaluación de los riesgos a lo largo de las diferentes secciones de la costa. Por fortuna para el caso de Japón existen un gran número de universidades y centros de investigación sobre tsunamis, por lo que ya existe un abundante número de personas formadas sobre el tema. Además de esta reevaluación será necesario seleccionar la forma de evacuar de acuerdo con las características topográficas del área, por lo que lugares como Sanriku y Natori deberían utilizar diferentes estrategias para proteger a sus poblaciones.

Los autores de este artículo argumentan que los Puntos de Evacuación en Japón deberían ser clasificados utilizando tres categorías diferentes:

- Categoría A. Esta categoría incluiría colinas (u otras zonas elevadas) que se sitúen cerca de la costa pero que continúen elevados durante bastante distancia. De preferencia no serían colinas aisladas pero parte de sistemas montañosos más extensos. Un buen ejemplo de esto sería Akanumayama, cercana a Taro, que está ya designada

como Punto de Evacuación.

- Categoría B. Que incluiría edificios robustos de más de 6 pisos, o colinas aisladas de más de 20 m de altura. Esta categoría tiene el riesgo inherente de poder quedarse aislada en el caso de los peores tsunamis, pero debería ser segura para la mayor parte de los eventos. Todos los nuevos Edificios de Evacuación construidos a partir de ahora deberían ser por lo menos de Categoría B.

- Categoría C. Incluiría edificios robustos de más de 4 pisos. Esta categoría, sin embargo, corre el riesgo de que en el caso de los peores tsunamis el edificio podría ser completamente rebasado por la inundación. El uso de edificios de esta categoría no estaría recomendado, pero en áreas donde no existan edificios de Categoría A o B se podrían utilizar durante el tiempo que mejores Edificios de Evacuación no sean construidos. Ningún Edificio de Evacuación nuevo debería ser construido en esta categoría.

Existiría por lo tanto una jerarquía de Puntos de Evacuación, con lo cual la población local debería dirigirse siempre a los de Categoría A, si estos no están disponibles o se encuentran muy lejos a los de Categoría B, y solo dirigirse a los de Categoría C como último recurso. En estos momentos el Profesor Shibayama está dialogando con las autoridades de la Prefectura de Kanagawa y la ciudad de Yokohama para la implementación de un sistema de evacuación basado en estas ideas. Sin embargo, en algunas áreas no existen siquiera Edificios de Evacuación de Categoría C, por ejemplo en áreas portuarias con una gran concentración de almacenes de baja altura, en los que habitualmente hay muchos trabajadores durante el día pero que están prácticamente desiertos por la noche. Esto presenta un problema significativo, y cómo proteger a los trabajadores de estas áreas tiene que ser considerado de forma cuidadosa.

Defensas costeras

Es comprensible que los residentes de un área en la que existe peligro de tsunami puedan sentirse protegidos gracias a las defensas costeras construidas en estas áreas (ver Figura 8), lo cual puede haber contribuido al elevado número de víctimas. Sin embargo, pese a que estas estructuras pueden ser efectivas contra eventos de menor magnitud, en el caso del *Gran Terremoto y Tsunami del Este* de marzo del 2011 no fueron suficientes para contener



la inundación, resultando en la destrucción del área detrás de ellas. En el caso de Taro (Figura 8) está claro que aunque las defensas resistieron bien el ataque, los edificios situados detrás de ellas fueron altamente vulnerables a la ola una vez que ésta rebasó las defensas.



Figura 8: Devastación detrás de las defensas costeras de Taro

Es difícil comprender realmente hasta que punto existía un exceso de confianza, ya que los individuos que no evacuaron el área en el tiempo disponible murieron. Los sobrevivientes, sin embargo, generalmente explican que eran conscientes de que las defensas anti-tsunami podrían ser rebasadas y que era necesario evacuar el área. De acuerdo a sus testimonios la mayor parte de las víctimas simplemente no tuvieron tiempo suficiente de evacuar antes de ser alcanzados por el tsunami.

Por lo tanto, una de las lecciones que se puede obtener de este evento es lo importante de enfatizar a la población local que deben siempre evacuar lo más rápidamente posible, independientemente de si existen estructuras de protección o no. La gente debería estar consciente de que la función principal de estas estructuras es la protección de los bienes materiales, y que éstas ofrecen poca o ninguna protección contra los tsunamis de mayor magnitud.

Falta de líneas de visión

En algunos lugares como Rikuzentakata hubo gente que no evacuó debido a que su línea de visión al mar estaba bloqueada por un bosque costero, con lo cual no fueron capaces de ver el tsunami a medida que se acercaba.

Estructuras masivas como la de Taro (Figura 8) pueden impedir a la población obtener señales visuales de que se acerca un tsunami, o incluso tapar parte del estruendo que suele causar este tipo de eventos. Esto indica cómo se debería intentar que la gestión de desastres naturales no se apoye únicamente sobre medidas de infraestructura o de planificación, y como unas pueden impedir que las otras funcionen de forma efectiva. Las medidas físicas pueden disminuir la cantidad de estímulos visuales o sonoros, y por lo tanto dar a los residentes una falsa sensación de seguridad.

Futuras líneas de investigación

A raíz de los serios daños que tuvieron lugar es aconsejable que la investigación sobre tsunamis se intensifique en el futuro. Antes del tsunami del Océano Indico del 2004 se realizaba relativamente poca investigación sobre tsunamis, y aunque después de este evento la investigación se intensificó en diferentes lugares del mundo, el grado de interés comenzó a decaer debido a que los tsunamis que le siguieron causaron solo daños locales en lugar de a una escala internacional (como por ejemplo los tsunamis de Chile e Indonesia en el 2010). Es obvio que se desconoce aún mucho sobre los tsunamis, y es importante que se continúe investigando sobre la generación, propagación, transformación e impacto de los tsunamis.

Investigación sobre Paleotsunamis

Uno de los mayores problemas para la gestión de riesgos relacionados con los tsunamis es que se utilizan los escritos históricos para analizar las amenazas futuras. La historia de la humanidad, sin embargo, solo tiene algunos miles de años en el mejor de los casos, y aunque algunos países disponen de documentos históricos de larga duración, estos raramente proporcionan mucha información sobre la magnitud de los eventos. En cualquier caso es necesario tener en cuenta eventos pasados, y para hacerlo los escritos históricos no siempre son suficiente. Un área de investigación relativamente reciente pero que ha ido ganando más atención es la de los paleotsunamis, en la cual eventos que son anteriores al comienzo de la historia humana (o que no están mencionados en la historia) son confirmados mediante la utilización de depósitos geológicos. Esta área es de una gran importancia para intentar establecer con qué frecuencia se puede esperar

diferentes tipos de eventos en el futuro. Además, es necesario para los ingenieros comprender cuál es el peor evento posible que se puede esperar en un determinado número de años, a fin de poder diseñar estructuras de protección de forma adecuada. Aunque es imposible diseñar contra todos los eventos posibles, el conocer qué eventos sucedieron en el pasado indudablemente ayuda en la elaboración de estrategias de gestión de riesgo más apropiadas.

Investigación sobre daño estructural y propagación

Hoy en día la estimación de las fuerzas ejercidas por los tsunamis sobre las estructuras costeras y edificios no está todavía del todo elucidada, como fue explicado anteriormente. El modelamiento de estos eventos en el laboratorio no siempre se puede realizar de forma satisfactoria, a pesar de la existencia de algunos tanques de olas de grandes dimensiones como el situado en PARI, Yokosuka en Japón. Existen todavía muchos debates acerca de hasta qué punto es posible reproducir los tsunamis en el laboratorio, y si estos modelos son capaces de indicar de forma adecuada las fuerzas asociadas con estos eventos. Es imprescindible que se llegue a una mejor comprensión sobre las olas del tsunami para poder diseñar de forma más adecuada las estructuras situadas en áreas de alto riesgo, y esta área de investigación debería ser priorizada en el futuro. A medida que la población y la economía de diversos países continúan desarrollándose, es probable que el número de edificios en áreas de alto riesgo, como Indonesia por ejemplo, continúe incrementándose, y es importante que estas estructuras estén diseñadas de forma adecuada.

Para la simulación de tsunamis también se utilizan modelos numéricos, pero los resultados de la propagación de los tsunamis a veces tienen errores en los cuales la altura de la ola puede ser infra o sobre-estimada por un factor de dos o más. A menudo solo se puede estimar de forma adecuada la primera ola, debido a problemas de reflejo o el desconocimiento de los datos precisos sobre los parámetros de generación del tsunami, que dependen del movimiento original de la falla tectónica. Como ésta ocurre debajo del agua a menudo es difícil conocer los parámetros reales, lo cual dificulta también la estimación de la altura del tsunami.

Para poder formular escenarios adecuados para la gestión de riesgo de un tsunami en un área determinada es extremadamente importante poder predecir de forma espacial y temporal el impacto del tsunami. Es importante por lo tanto seguir mejorando las herramientas disponibles en estas áreas, que en estos momentos no son del todo adecuadas.

Comunicación de riesgos y falta de coordinación entre investigadores y funcionarios del gobierno

A menudo existe una falta de cooperación y comunicación entre investigadores de diferentes disciplinas, lo cual puede crear obstáculos para el desarrollo de herramientas adecuadas para el análisis de tsunamis. Los sismólogos a menudo están centrados sólo en los terremotos y no en los tsunamis que pueden ser generados como consecuencia de estos. Los investigadores de tsunamis a menudo utilizan parámetros obtenidos de los sismólogos, pero generalmente no se preocupan mucho de cómo fueron obtenidos estos datos o cuán fiables son. Los funcionarios del gobierno que están encargados de los planes de evacuación utilizan los resultados que les dan los sismólogos e investigadores de tsunamis, sin realmente saber de dónde proceden los resultados. Cada una de estas tres comunidades suele actuar de manera relativamente aislada a las otras, y sería aconsejable que se incrementara la cooperación y comunicación de riesgos entre ellas para mejorar la preparación contra desastres naturales.

Comentarios finales y conclusiones

En este artículo los autores intentan exponer cómo poner demasiado énfasis sólo en métodos de planificación o sólo en los métodos de infraestructura puede constituir un problema, y como en algunos casos un método puede interferir con el correcto funcionamiento del otro. Los métodos físicos pueden reducir la cantidad de tiempo de aviso que los individuos reciben y dar a los residentes una falsa sensación de seguridad. Los métodos de planificación, como los planes de evacuación, requieren que la población se mueva a zonas elevadas, y si éstas están muy lejos, a Refugios para tsunami o Edificios de Evacuación, que deberían ser diseñados de forma correcta. Una de las principales lecciones obtenidas de este desastre es que es necesario incrementar el entrenamiento de los residentes y hacerles conscientes de cómo los métodos físicos y de



evacuación interactúan y se complementan. El uso de métodos físicos sigue requiriendo la evacuación del lugar, debido a que el tsunami puede ser mayor de lo que las defensas pueden resistir. Si la infraestructura se encuentra diseñada de forma adecuada, puede proporcionar a los residentes un tiempo valioso para evacuar el área. Sin embargo, el consenso general en Japón en estos momentos es que los métodos físicos no pueden proteger las vidas humanas en el caso de eventos de mayor magnitud. Estos métodos físicos pueden proteger los bienes materiales en el caso de los eventos de mayor frecuencia (pero menor magnitud), y puede que tengan también una función de protección de vidas en estos eventos menores. Este último punto aún constituye un tema de discusión entre funcionarios de gobierno e Ingenieros de Costas. La protección de las vidas humanas, sin embargo, siempre debería en última instancia basarse en métodos de planificación, y la población siempre debería evacuar las zonas costeras después de la emisión de una alarma de tsunami. El *Gran Terremoto y Tsunami del Este* de marzo del 2011 representa de forma obvia un evento de elevada magnitud, y la población debería estar entrenada para protegerse contra tales eventos.

Es necesario también establecer una jerarquía de Puntos de Evacuación que dé a la población indicación de una zona con los sitios más seguros a los cuales dirigirse. En el caso de una emergencia la población debería dirigirse a los puntos más seguros, y solo si juzgaran que no disponen de tiempo suficiente para llegar a ellos deberían dirigirse a Puntos de Evacuación considerados como menos seguros. Existe la posibilidad de que en el futuro las zonas costeras exhiban una diferenciación más radical de cómo utilizar cada tipo de terreno. Algunos investigadores y funcionarios del gobierno argumentan que varios pequeños poblados de pescadores podrían ser combinados en uno, donde las casas de los habitantes estarían situadas en zonas elevadas y solo el puerto se encontraría cerca del mar. Aunque esto suceda se debe considerar también de forma cuidadosa la evacuación de los trabajadores del puerto a zonas elevadas. Es necesario incrementar la cooperación y comunicación de riesgo entre las diferentes disciplinas académicas y los funcionarios de gobierno. Los expertos en desastres naturales deberían estar conscientes de las limitaciones de su investigación y de las medidas que proponen e

implementan. Si se considera lo que sucede cuando una estructura resulta destruida, o las limitaciones de los métodos físicos y de planificación, es posible formular diferentes escenarios de gestión de riesgos. Es probable que si se hubiese analizado una serie de escenarios para las áreas afectadas que incorporaran las limitaciones de cada estructura, el daño podría haber sido reducido. En el futuro la comunicación entre la población local y los funcionarios de gobierno e ingenieros debería ser promovida para mejorar la preparación contra desastres naturales.

Otro problema previsible es que funciones de emergencia y rescate puedan fallar durante eventos de gran magnitud debido a diferentes problemas como apagones de electricidad, incremento del tráfico durante la evacuación, o incluso una falta de conocimiento de la población acerca de la alarma. Esto indica como los sistemas en los que se ancla la gestión de desastres naturales realmente no recibe la atención debida por parte de la sociedad en general. Para prevenir daños similares en otras áreas, un sistema comprensivo de respaldo debería ser instalado que incluya la posible falla de estructuras, sistemas de información, sistemas de evacuación, etc. Resulta imperativo que incluso en el caso de que un sistema falle los otros sigan funcionando.

Referencias

- ASCE (2005). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI Standard 7-05, Reston, Virginia, USA
- City and County of Honolulu Building Code CCH (2000). Department of Planning and Permitting of Honolulu Hawaii. Chapter 16, Article 11. Honolulu, Hawaii.
- Esteban, M., Nguyen, T., Takagi, H. and Shibayama, T. (2008). Analysis of rubble mound foundation failure of a caisson breakwater subjected to tsunami attack. *18th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Vancouver
- Federal Emergency Management Agency FEMA 55 (2000). *Coastal Construction Manual*.
- Federal Emergency Management Agency FEMA P646 (2008). *Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis*. Washington, DC., USA
- Geospatial Information Authority of Japan GIAJ (2011). *Survey results of land subsidence due to the 2011 off the Pacific coast*

of Tohoku earthquake. Press release document, <http://www.gsi.go.jp/sokuchikijun/sokuchikijun60008.html> (en Japonés)

Minoura, K., Imamura, F., Sugawara, D., Kono, Y. and Iwashita, T. (2001). The 869 Jogan tsunami deposit and recurrence interval of large-scale tsunami on the Pacific coast of northeast Japan. *Journal of Natural Disaster Science* 23, 83-88

Nistor, I., Palermo, D., Nouri, Y., Murty, T. and Saatcioglu, M. (2009). Tsunami forces on structures. Chapter 11 in “Handbook of Coastal and Ocean Engineering”, World Scientific, Singapore, 261-286

Nistor, I., Palermo, D., Cornett, A. and Al-Faesly, T. (2010). Experimental and numerical modeling of tsunami loading on structures. *International Conference of Coastal Engineering, ICCE2010, ASCE, Shanghai, China*

Port and Airport Research Institute PARI (2011). Verification of breakwater effects in Kamaishi Ports. <http://www.pari.go.jp/info/tohoku-eq/20110401.html> Accessed 19th July 2011 (en Japonés)

Raskin (2001). An evacuation building project for Cascadia earthquakes and tsunamis. *Obras y Proyectos* 9, 11-22

Sawai, Y., Okamura, Y., Shishikura, M., Matsuura, T., Than Tin, Aung, Komatsubara, J. and Fujii, Y. (2006). Historical tsunamis recorded in deposits beneath Sendai Plain -inundation areas of the A.D. 1611 Keicho and the A.D. 869 Jogan tsunamis. *Chishitsu News* No. 624, 36 -41 (en Japonés)

Takahashi, S., Kuriyama, Y., Tomita, T., Kawai, Y., Arikawa, T. Tatsumi, D. and Negi, T. (2011). Urgent Survey for 2011 Great East Japan Earthquake and Tsunami Disaster in Ports and Coasts. Technical Note of the Port and Airport Research Institute, No.1231, p.157 (en Japonés)

The 2011 Tohoku Earthquake Tsunami Joint Survey Group (2011). <http://www.coastal.jp/tjt/> Accessed 19th July 2011

Watanabe, H. (1985). *Comprehensive bibliography on tsunami of Japan*. University of Tokyo Press, Tokyo (en Japonés)



Vía Interlaguna 406 - Parque Industrial Ejército - Concepción - Chile
 Mail: liem_concepcion@liem.cl - liem.ingenieria@liem.cl - Fono: 56 41 2853888 - Fax: 56 41 2853889

INGENIERIA GEOTECNICA Y ESTRUCTURAL

- Geología e Hidrogeología
- Dinámica de Suelos
- Ensayos Geofísicos
- Ensayos Sísmicos



LABORATORIOS

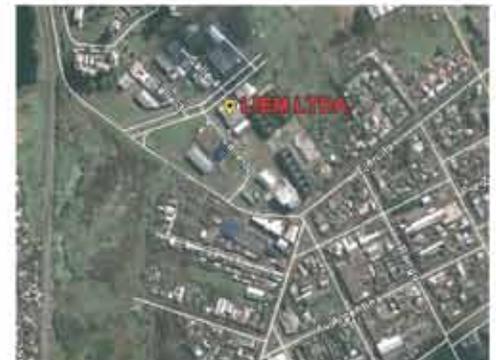
- Control de obras MINVU, SERVIU, MOP y privadas.
- Areas acreditadas: Mecánica de Suelos, Hormigón, Asfalto y Prefabricados
- Sondajes Rotatorios y de Percusión (SPT), marítimos y terrestres.

Liem Laboratorios, fue fundado en Agosto de 1991 y constituido como Laboratorio Oficial de Registro MINVU el 08 de Septiembre de 1992, actualmente se encuentra acreditado por el INN Chile y por tanto está oficialmente facultado para emitir informes de ensayos en diversas áreas.



A partir del posicionamiento del laboratorio Liem como empresa, sumado ello al prestigio en el medio, local y del Sur de Chile, se considera oportuno y necesario ofrecer los servicios de Ingeniería e Inspección, cubriendo en forma más amplia e integral las necesidades de nuestros clientes. Nace así, en 2003, **Liem Ingenierías**.

LIEM Ltda., Ingeniería y Laboratorios, gracias a su calidad técnica y profesional, y al prestigio logrado, participa actualmente en proyectos a lo largo de todo Chile.



Implicancia del Decreto 117 en la demanda sísmica y respuesta global en edificios de Antofagasta

Implication of the Act 117 in the seismic demand and global response in buildings of Antofagasta

Fecha de entrega: 21 de octubre 2011

Fecha de aceptación: 19 de abril 2012

Juan Music, Patricio Tapia y Wagner Fleming

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica del Norte, Avda. Angamos 0610, Antofagasta, Chile, jmusic@ucn.cl, ptapia@ucn.cl, wfleming@ucn.cl

Este artículo resume los resultados del estudio realizado sobre las implicancias del Decreto 117 del Ministerio de Vivienda y Urbanismo publicado en Febrero de 2011, en la demanda sísmica y respuesta global en edificios altos (mayor o igual a 10 pisos) ubicados en la ciudad de Antofagasta. Se describe en primer lugar las características geotécnicas de los suelos y se presenta un catastro de los edificios existentes en Antofagasta. Aun cuando en la ciudad se puede encontrar los tres tipos principales de suelos que identifica el decreto, para los cuales se define un espectro de diseño, la mayoría de los edificios altos se encuentran fundados en roca. Posteriormente se seleccionan nueve edificios, a los que se les realizó un análisis modal espectral según la norma NCh433 Of. 96 Mod. 2009 y según lo dispuesto por el Decreto 117. Se comparan los resultados obtenidos por ambas disposiciones en términos de esfuerzo de corte y momento volcane basal y esfuerzo de corte a nivel de piso. Finalmente se concluye que la respuesta global de edificios fundados en roca (Tipo I) es muy similar aplicando ambas normativas. Por otra parte, para suelo Tipo II, se aprecian notorias diferencias de momentos volcantes y desplazamientos superiores y máximos de entre piso.

Palabras clave: normativa sísmica, demanda sísmica, respuesta sísmica, momento volcane, desplazamiento

In this paper the results of the study about the effect of the changes in the seismic code included in the Act 117 approved by the Ministry of Housing and Urbanism in February 2011 are summarised. The discussion is focused on the demand and response of high-rise buildings (ten or more floors) located in Antofagasta. First, a geotechnical description of the soil conditions and information of buildings are presented. Even though the three main soil types described in the Act can be found as foundation soils in the city, and each one has a defined design spectrum, most of the high-rise buildings are founded on rock. From the registered information, nine tall buildings were selected for modal spectral analysis under both the NCh433 Of. 96 Mod. 2009 and the Act 117. Results obtained using both regulations are compared in terms of shear force and overturning moment at the base level and shear force at different floor levels. Finally, on one hand it is concluded that the seismic response of buildings founded on rock (type I) is very similar considering both regulations. On the other hand, for soil type II, significant differences were found in the overturning moments and upper displacements and maximum relative displacement between floors.

Keywords: seismic code, seismic demand, seismic response, overturning moments, displacement

Introducción

Producto del terremoto de magnitud momento 8.8 ocurrido en el centro y sur de Chile el 27 de febrero del año 2010, específicamente entre las regiones de Valparaíso y Bío Bío, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo MINVU conformó un panel de expertos en materias relativas al diseño sísmico de edificios. Este comité estudió las modificaciones

necesarias tanto para el código sísmico como para la normativa de diseño de hormigón armado, recogiendo la experiencia de los daños observados en edificios en la zona centro y sur del país. Como resultado de este trabajo en febrero del 2011 se dictaron dos decretos. Por un lado se promulgó el Decreto 117 (MINVU, 2011a), que fija el

diseño sísmico de edificios, modificando fundamentalmente la clasificación sísmica de suelos de fundación y el espectro de diseño que hasta la fecha era regulado por la norma NCh433 of 96 Mod. 2009 (INN, 2010). Si bien en el decreto se definen cinco tipos de suelo, se explicitan los espectros de diseño para suelos Tipo I, II y III. Por otro lado se promulgó el Decreto 118 (MINVU, 2011b), que fija los requisitos de diseño y cálculo para estructuras de hormigón armado. Usando edificios de la zona central, se han realizado una serie de estudios comparativos de la respuesta de estos edificios frente a la nueva demanda sísmica dada por el espectro del Decreto 117 y las implicancias del Decreto 118 en el requerimiento de refuerzo estructural. El presente trabajo se enfoca en analizar las implicancias del Decreto 117 en los edificios altos ubicados en la ciudad de Antofagasta. Para ello se seleccionan nueve edificios a los cuales se les realiza un análisis modal espectral según la norma NCh433 Of 96 Mod. 2009 y según lo dispuesto por el Decreto 117. Producto de ello, se comparan los resultados obtenidos por ambas disposiciones, tanto a nivel de esfuerzo de corte y momento volcane basal, como de esfuerzo de corte a nivel de piso.

En diciembre del 2011 apareció el decreto 61 (MINVU 2011c), el cual deroga el decreto 117 considerado en este trabajo, escrito antes de su derogación. Sin embargo, tanto en el caso de roca como de suelo denso (Tipo I y II), ambos decretos coinciden medularmente en la clasificación sísmica del material de fundación. Aunque los espectros propuestos son algo diferentes, este trabajo justamente entrega posibles razones de esa diferencia.

Características geotécnicas del suelo de fundación de Antofagasta

El daño final generado por un terremoto depende fundamentalmente de la amenaza sísmica y de la vulnerabilidad de las estructuras. Es esperable que estructuras vulnerables presenten daño cuando ellas están ubicadas en zonas donde la sismicidad es alta. La demanda sísmica en una cierta zona depende de los parámetros del sismo como la magnitud y la distancia epicentral y de las condiciones del sitio. En este aspecto, el suelo de fundación juega un rol muy importante a la hora de estimar la respuesta de las estructuras ante un evento sísmico de proporciones. De acuerdo a su rigidez, resistencia al corte

y grado de compactación, los suelos se pueden considerar como adecuados o no para soportar las estructuras. Debido a su característica de no amplificar la amplitud de las ondas sísmicas, los suelos tipo roca son los más adecuados para la fundación de infraestructura. Cualquier otro tipo de suelos, en función de su espesor, densidad y rigidez, producirá un efecto local de amplificación de ondas que redundará en un mayor desplazamiento del suelo, comparado con el suelo tipo roca. El Decreto 117 del Ministerio de Vivienda y Urbanismo establece una nueva forma de caracterización sísmica de los suelos de fundación, donde destaca la obligatoriedad de determinar la Velocidad de Propagación de Ondas de Corte (v_s) para todos los tipos de suelo, especificando los umbrales respectivos. El decreto también estipula la realización de otros ensayos como el RQD (Rock Quality Designation) para el caso de roca y SPT (Standard Penetration Test) para suelos. Si bien es cierto estos ensayos estaban considerados en la anterior normativa, junto con los ensayos de Densidad Relativa y Proctor Modificado, el decreto descarta estos últimos y establece que la caracterización debe basarse fundamentalmente en el valor de v_s . El decreto entrega una clasificación sísmica de suelos basado en cinco tipos (uno más que lo estipulado por la NCh433 Of. 96 Mod. 2009), sin embargo el suelo tipo V corresponde a suelos de muy mala calidad que deben ser especial y cuidadosamente estudiados. Para el caso de la caracterización de la roca, se deben utilizar al menos dos ensayos, teniendo a la Velocidad de Ondas de Corte como obligatorio y a los ensayos RQD y Compresión no confinada como adicionales. La clasificación sísmica de suelos tipo II, III y IV se debe justificar mediante valores de la Velocidad de Onda de Corte más valores de SPT (para arena) y compresión no confinada (para arcilla).

La ciudad de Antofagasta está fundada en su mayor parte en roca, lo que de alguna forma la ha protegido frente a los embates de grandes sismos. En el año 1994 se realizó un estudio geotécnico de la ciudad (Aguilera, 1994), basado en prospecciones de profundidades no mayores a 3 m, más otros antecedentes de sondajes y estudios geológicos. Este estudio sirvió para caracterizar geotécnicamente los suelos de Antofagasta en cuanto a la profundidad de la roca, el grado de compactación y la composición del suelo. La Figura 1 muestra esta caracterización, la cual tiene la limitación de estar basada en prospecciones superficiales.

Aunque la roca aflora en muchos lugares, también se presenta a gran profundidad en sectores localizados y de área reducida. El sector costero de la ciudad presenta roca a poca profundidad y los pocos suelos que se observan corresponden a rellenos artificiales de poco espesor. El casco central de la ciudad está conformado por material rocoso y grava arenosa con espesores máximos de 3 m. En el lado centro oriente de la ciudad se observan rellenos naturales de hasta 10 m de espesor que corresponden a depósitos aluvionales y su composición es grava o arena limosa. En el costado nor-oriente de la ciudad se aprecian algunos terrenos conformados por arenas de baja compacidad, lo mismo ocurre en el sector sur de la ciudad, donde la compacidad de los suelos es baja, con estratos de más de 10 m de profundidad. Aproximadamente el 70% de la ciudad presenta características de suelo Tipo I, mientras que un 20% corresponde a suelo Tipo II. Existen sectores aislados en la zona de Avda. Argentina, en el centro sur de la ciudad, que podrían eventualmente presentar suelo Tipo III, de acuerdo a antecedentes recopilados de edificios fundados en ese sector. También se puede encontrar este tipo de suelo en el sector nor-oriente alto, caracterizado por arenas sueltas de gran espesor.

Tabla 1: Zonificación geotécnica de Antofagasta (Aguilera, 1994)

Denominación	descripción	compacidad	prof. de la roca	pendiente superficial
Zona I	arenas intercaladas con arenas gravosas	media densa	mayor a 2 m	variable entre 0 a 10%

(Tabla 1 continuación)

Zona II	arenas, conchuelas, arenas y gravas marinas	media	menor a 2 m	menor a 10%
Zona III	arenas gravosas intercaladas con capas lenticulares de arena	media muy densa	mayor a 2 m	variable, menor a 10%
Zona IV	arenas	densa	mayor a 2 m	menor a 20%
Zona V	arenas gravosas	suelta a media	mayor a 2 m	entre 10% y 30%
Zona VI	arenas gravosas	suelta a media	mayor a 2 m	entre 10% y 30%
Zona VII	arenas, conchuelas, arenas y gravas marinas	sin información	menor a 2 m	menor a 10%
Zona VIII	arenas gravosas	suelta a media	mayor a 2 m	se presenta en algunos lugares pendientes mayores al 30 %
Zona IX	arenas gravosas	suelta a media	mayor a 2 m	valores menores al 20%
Zona X	rellenos artificiales, conchuelas, arenas y gravas marinas	sin información	menor a 2 m	menor al 10%
Zona XI	arenas, conchuelas, arenas y gravas marinas	media a densa	menor a 2 m	menor al 10%
Zona XII	arenas gravosas	suelta a media	mayor a 2 m	entre 10% a 20%
Zona XIII	arenas gravosas	media a muy densa	mayor a 2 m	entre 10% a 30%
Zona XIV	rellenos artificiales, conchuelas, arenas y gravas marinas	sin información	mayor a 2 m	menores a un 10%
Zona XV	areno gravoso aluvional	media a densa	mayor a 2 m	entre 10% a 30%
Zona XVI	areno gravoso	media a densa	mayor a 2 m	entre 10% a 20%

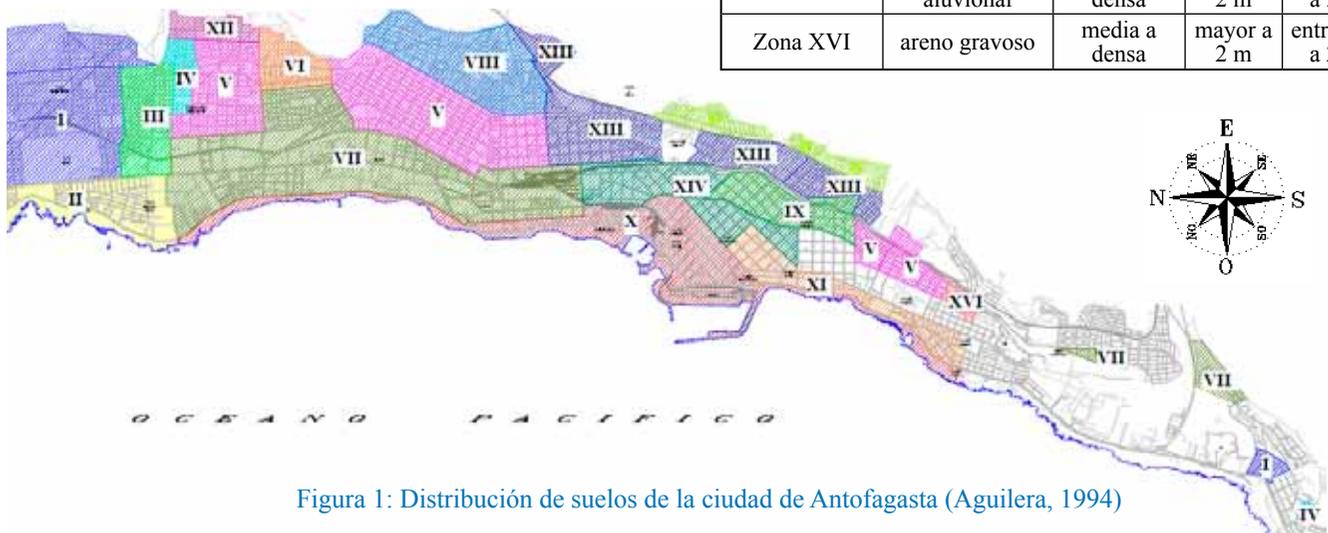


Figura 1: Distribución de suelos de la ciudad de Antofagasta (Aguilera, 1994)

La edificación en Antofagasta

La edificación en Antofagasta se ha desarrollado a través de diferentes materiales, desde el tradicional “palo ahogado” (entramado de madera relleno con hormigón de baja calidad, reforzado con una malla de alambre), típico de las estructuras antiguas del sector centro de la ciudad, hasta modernos edificios altos construidos en base a hormigón armado. En los sectores periféricos ubicados al oriente de la ciudad predomina la construcción con material ligero y la autoconstrucción, mientras que la mayoría de la edificación baja se ha desarrollado en albañilería confinada. El ‘boom’ inmobiliario que se generó en la ciudad a partir del año 1995 y el alto costo del metro cuadrado de terreno ha generado la proliferación de la edificación en altura. La Figura 2 muestra la distribución de edificios por pisos en la ciudad usando una estadística de construcción hasta el año 2010. La cantidad de edificios de 10 pisos o más alcanza a 115.

La mayoría de los edificios de 4 o más pisos se ubican en la zona centro sur de la ciudad, como se indica en la Figura 3. Muy pocos edificios se ubican en la zona de mayor expansión de la ciudad como lo es el sector norte. Cabe hacer notar que el sector centro norte de la ciudad corresponde a una sector cuyo uso de suelo está destinado a la industria. De los sectores altos de la ciudad, el que presenta el mayor número de edificios altos es la población Coviefi, cuyo principal material de fundación es roca. Del catastro de edificios mostrado en la Figura 3 (obtenido de los archivos de la Ilustre Municipalidad de Antofagasta) y la distribución de suelos indicado en la Figura 1, se concluyó que el 90% de los edificios altos (10 o más pisos) de la ciudad está fundado en roca (Aguilera, 1994).

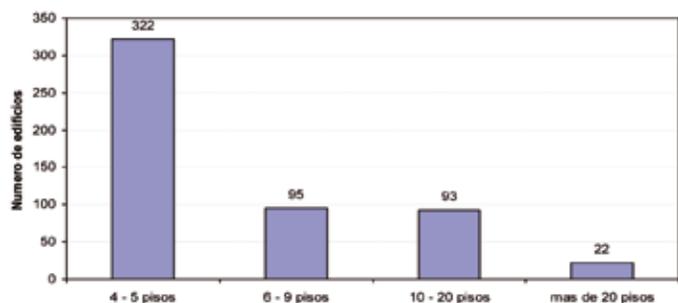


Figura 2: Distribución de edificios en base al número de pisos en Antofagasta hasta el año 2010



Figura 3. Ubicación geográfica de edificios de 4 o más pisos en Antofagasta hasta el año 2010

Metodología de análisis

En este estudio se analizaron nueve edificios de la ciudad de Antofagasta, la mayoría de ellos fundados en roca, excepto el edificio Pérez Zujovic el cual está fundado en arena y se muestra a modo ilustrativo en la Figura 4. Las características más importantes de los edificios, tales como año de construcción, altura, número de pisos, etc. se muestran en la Tabla 2. Un análisis detallado del perfil bio-sísmico de los edificios puede encontrarse en Ríos (2006), el cual está basado en metodología de calificación sísmica de edificios de hormigón armado propuesta por Guendelman *et al.* (1997). Los edificios fueron modelados usando el programa computacional ETABS determinándose para cada uno de ellos los períodos con mayor masa traslacional para dos direcciones perpendiculares y el porcentaje de masa equivalente asociado, ver Tabla 3. Con esta información se procedió a realizar un análisis modal espectral considerando primero la norma NCh433 Of. 96 Mod. 2009 (normativa antigua) y luego incorporando las disposiciones estipuladas en el Decreto 117. Para efectos comparativos, solo se varió el espectro de diseño, considerando la misma clasificación de suelos en ambos casos, es decir, suelo Tipo I para los edificios fundados en roca y suelo Tipo II para la Torre Pérez Zujovic fundada en arena. En este punto cabe hacer notar que la clasificación sísmica de suelos dada en la norma NCh433 Of. 96 Mod. 2009 difiere de la estipulada en el Decreto 117, por lo tanto, es probable que un suelo clasificado como Tipo II según la normativa antigua, sea clasificado ahora según la nueva normativa como Tipo III. Una comparación de los espectros de diseño para zona sísmica III se muestra en las Figuras 5 a 7, considerando distintos tipos de suelos. Los gráficos han sido realizados utilizando un factor de importancia del edificio $I = 1$, una aceleración máxima

efectiva del suelo $A_0/g = 0.4$, factor de modificación de la respuesta estructural $R_0 = 11$ y un periodo con mayor masa equivalente en la dirección de análisis $T^* = 1$ s. A partir de estas comparaciones, es posible apreciar que para periodos bajos (menores a 1 s), el cambio en la demanda sísmica es mínimo. Por otra parte, para periodos altos (mayores a 1 s), la demanda sísmica de acuerdo a la nueva normativa puede llegar a triplicar la demanda impuesta por la NCh433 Of. 96 Mod. 2009, como ocurre en el caso de suelos Tipo II.



Figura 4: Torre Edmundo Pérez Zujovic

Tabla 2: Características de los edificios analizados

Edificio	Año	Altura (m)	Area Total (m ²)	Pisos	Subterr.	Niv.	Rigideces	
							Altura	Planta
Grecia	1990	33,7	2304,6	12	1	13	Regular	Irregular
Las Palmas	1997	38,6	6580,0	14	1	15	Regular	Irregular
Los Sauces	1999	37,9	15214,8	15	0	15	Regular	Irregular
Mar del Sur	1993	33,2	1613,8	13	0	13	Regular	Irregular
Mirador del Sur	1999	41,4	6054,3	15	1	16	Regular	Irregular
Pérez Zujovic	1978	74,5	14104,1	27	1	28	Regular	Regular
Plaza Foresta	2002	46,9	5500,9	17	1	18	Irregular	Irregular
Terramar	1996	32,3	2911,2	12	0	12	Irregular	Irregular
Torremarina	1994	46,2	7364,0	17	1	18	Regular	Irregular

Tabla 3: Resultados del análisis modal

Edificio	Niveles	Modos para 90% masa equiv.	T_x^* s	% de masa equiv. X asociada	T_y^* s	% masa equiv. Y asociada	Tipo Suelo
Grecia	13	20	0,42	56,1	0,34	61,1	Roca
Las Palmas	15	9	0,43	66,5	0,48	69,4	Roca
Los Sauces	15	9	0,30	70,7	0,40	35,9	Roca
Mar del Sur	13	10	0,61	61,1	0,40	66,3	Roca
Mirador del Sur	16	9	0,45	36,7	0,65	68,6	Roca
Pérez Zujovic	28	14	1,10	61,0	1,57	61,8	Arena
Plaza Foresta	18	13	0,40	36,9	0,63	63,1	Roca
Terramar	12	9	0,37	58,1	0,30	63,9	Roca
Torremarina	18	12	0,71	46,4	0,59	67,1	Roca

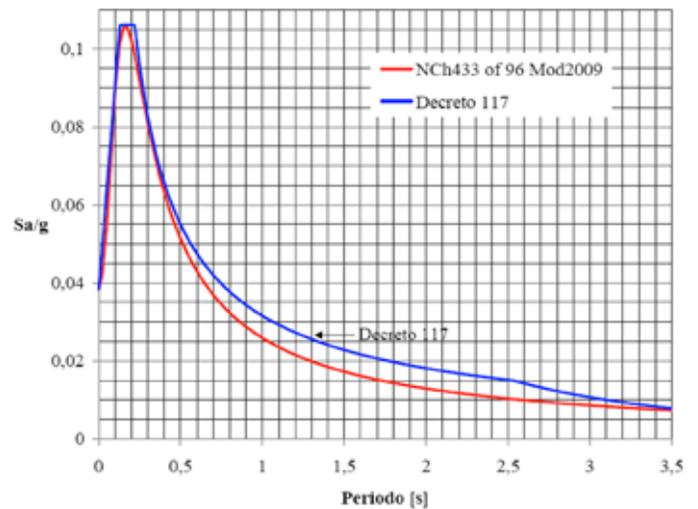


Figura 5: Comparación de espectros de diseño para zona sísmica III y suelo Tipo I, considerando $I = 1$, $R_0 = 11$ y $T^* = 1$ s

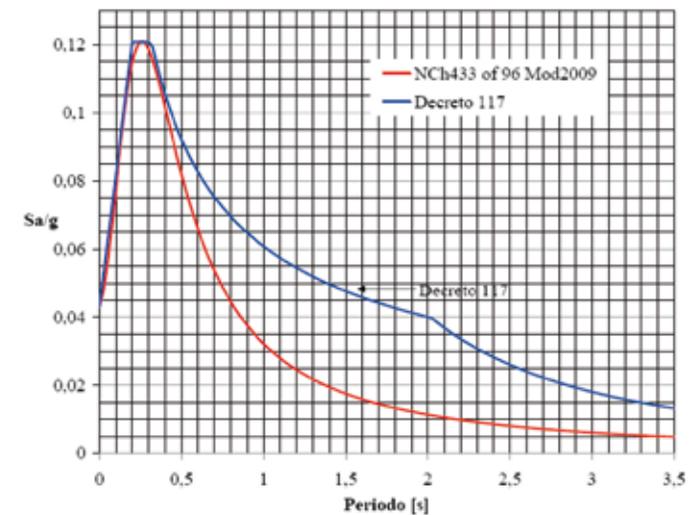


Figura 6: Comparación de espectros de diseño para zona sísmica III y suelo Tipo II, considerando $I = 1$, $R_0 = 11$ y $T^* = 1$ s

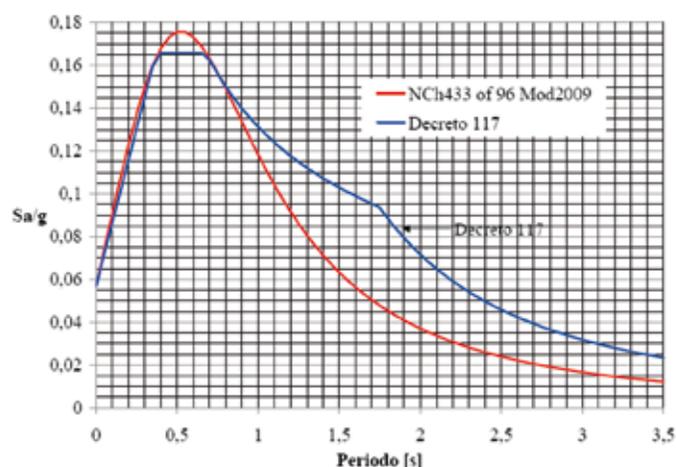


Figura 7: Comparación de espectros de diseño para zona sísmica III y suelo Tipo III, considerando $I = 1$, $R_0 = 11$ y $T^* = 1$ s

Resultados

En esta sección se resumen los principales resultados obtenidos para los nueve edificios analizados. La Tabla 4 muestra el incremento porcentual en cortes basales y momentos volcantes producto de las disposiciones del Decreto 117, con respecto a la NCh 433 Of. 96 Mod. 2009, y antes de considerar las disposiciones de corte basal mínimo. En el caso de edificios fundados en roca, el corte basal y momento volcante se amplifican por un factor máximo del orden de 1.1. Esto en contraste con el edificio Pérez Zujovic, fundado en arena, donde por ejemplo para un sismo en la dirección Y, los factores de amplificación son del orden de 1.8 y 2.8, para corte basal y momento volcante, respectivamente.

Tabla 4: Incrementos de cortes basales y momentos volcantes antes de considerar la condición de corte basal mínimo

Diferencias antes de considerar Q_{\min}				
Edificio	Qxx, %	Qyy, %	My, %	Mx, %
Pérez Zujovic	54,9	82,5	100,2	185,5
Grecia	5,1	3,4	4,9	3,1
Las Palmas	4,8	6,3	4,7	6,3
Mar del Sur	8,5	3,8	10,6	3,9
Mirador del Sur	7,0	9,4	7,4	11,9
Plaza Foresta	3,9	9,7	3,7	11,5
Terramar	4,0	3,0	3,4	2,6
Los Sauces	2,5	3,5	2,5	3,5
Torremarina	9,6	8,9	11,0	10,3

Este escenario cambia al considerar las disposiciones de corte basal mínimo, ya que en la mayoría de los edificios los cortes basales son menores que el mínimo, aún considerando el Decreto 117, y por lo tanto al escalar las solicitaciones de corte, los cortes basales según la NCh433 Of. 96 Mod. 2009 y el Decreto 117 coinciden con el mínimo. Esto explica la nula diferencia en el corte basal en la mayoría de los edificios, ver Tabla 5. En cuanto a los momentos volcantes, las diferencias son prácticamente nulas para los edificios fundados en suelo Tipo I, mientras que éstas se reducen considerablemente en el caso del edificio Pérez Zujovic, fundado en suelo Tipo II, con respecto a las diferencias antes de considerar el corte mínimo (Tabla 4). A pesar de esta reducción, las diferencias siguen siendo importantes, llegando al 56% para un sismo en la dirección Y. Estas diferencias pueden ser explicadas considerando la distribución de fuerza cortante en los distintos niveles, lo cual da una idea de la importancia de cada modo en la combinación modal CQC. Para un edificio fundado en suelo Tipo I, como por ejemplo Torremarina, la diferencia en la distribución de cortes por niveles entre ambas normativas es prácticamente nula, tal como se muestra en la Figura 8. En contraste, para la torre Pérez Zujovic, ver Figura 9, la doble curvatura que presenta la distribución de cortes en altura correspondiente a la NCh433 Of. 96 Mod. 2009, indica que no solo el modo con mayor masa traslacional controla la distribución de cortes, sino que los modos siguientes con menor periodo, pero con una mayor demanda sísmica, también influyen de manera considerable en la respuesta de la estructura. Esta doble curvatura no está presente en la distribución de cortes en altura asociada a la nueva normativa, lo que indica que prácticamente el primer modo controla la respuesta de la estructura. Esto se debe al aumento en la demanda sísmica propuesto en el Decreto 117 para periodos altos en suelos Tipo II. Por ejemplo, en el caso del edificio Pérez Zujovic, con un periodo fundamental de 1.57 s, la demanda sísmica asociada a dicho periodo se amplifica por un factor 2.8.

Finalmente se analizan los desplazamientos del nivel superior y el máximo desplazamiento de entrepiso en el centro de masa para todos los edificios, comparándose los resultados obtenidos para el DS117 con respecto a los obtenidos para la NCh433 Of. 96 Mod. 2009. La Tabla 6 muestra dicha comparación, donde claramente se aprecian

diferencias menores para los edificios fundados en roca. Sin embargo, dichas diferencias son importantes para la Torre Perez Zujovic, fundada en suelo Tipo II, pudiendo los desplazamientos incrementarse hasta en un 80%.

Tabla 5: Incrementos de cortes basales y momentos volcantes después de considerar la condición de corte basal mínimo

Edificio	Diferencias después de considerar Q_{min}			
	Qxx, %	Qyy, %	My, %	Mx, %
Pérez Zujovic	0,0	0,0	29,2	56,5
Grecia	0,0	0,0	-0,2	-0,3
Las Palmas	0,0	0,0	-0,1	0,0
Mar del Sur	0,0	0,0	1,9	0,0
Mirador del Sur	0,0	0,0	0,4	2,3
Plaza Foresta	0,0	0,0	-0,2	1,6
Terramar	0,0	3,0	-0,5	2,6
Los Sauces	2,5	0,0	2,5	0,0
Torremarina	0,0	0,0	1,3	1,3

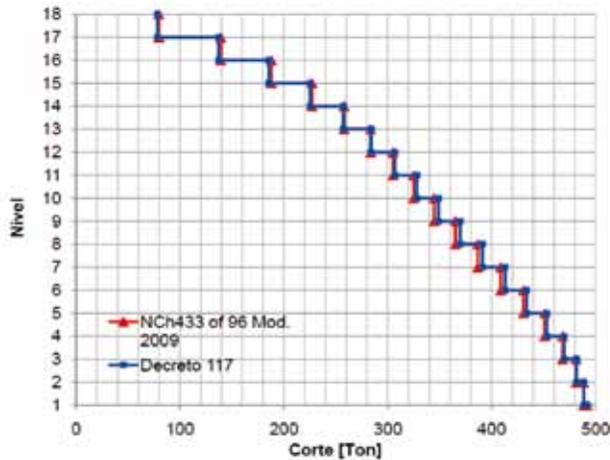


Figura 8: Distribución de la fuerza de corte a nivel de piso para el edificio Torremarina. Se ha considerado la condición de corte mínimo.

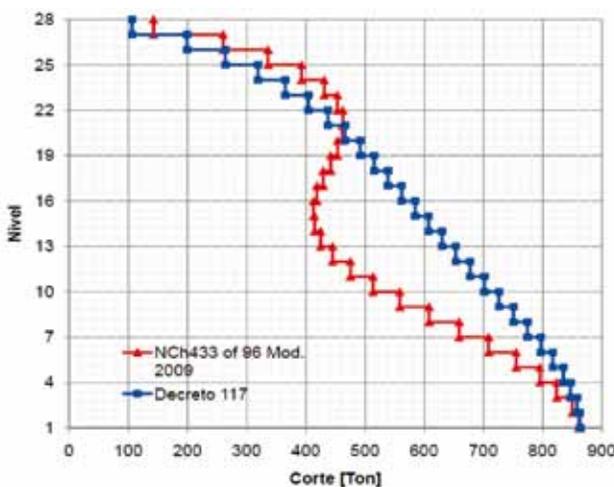


Figura 9: Distribución de la fuerza de corte a nivel de piso para el edificio Pérez Zujovic. Se ha considerado la condición de corte mínimo.

Tabla 6: Incremento de desplazamientos usando el DS117 respecto a la NCh 433 Of. 96 Mod. 2009.

Edificio		Desplazamiento de nivel superior	Máximo desplazamiento de entresuelo en centro de masa
		% Diferencia	% Diferencia
Pérez Zujovic	Sismo X	31,9	37,7
	Sismo Y	62,5	79,9
Grecia	Sismo X	0,0	0,0
	Sismo Y	0,0	-0,6
Las Palmas	Sismo X	0,0	0,5
	Sismo Y	0,0	0,9
Los Sauces	Sismo X	3,7	2,0
	Sismo Y	0,0	0,0
Mar del Sur	Sismo X	2,8	2,8
	Sismo Y	0,0	0,0
Mirador del Sur	Sismo X	2,4	2,6
	Sismo Y	2,4	3,1
Plaza Foresta	Sismo X	0,0	0,0
	Sismo Y	1,9	1,2
Terramar	Sismo X	0,0	0,0
	Sismo Y	2,8	2,0
Torremarina	Sismo X	3,1	3,9
	Sismo Y	1,7	1,7

Discusión y conclusiones

Del presente estudio se puede concluir que para los edificios analizados y fundados en suelo Tipo I, edificios entre 12 y 18 niveles, los esfuerzos cortantes y momentos volcantes basales determinados aplicando ambas normativas, son para efectos prácticos iguales. En cuanto al edificio Pérez Zujovic fundado en suelo Tipo II, la condición de corte mínimo hace que el esfuerzo de corte basal sea igual por ambas normativas. Respecto a los momentos volcantes en cada dirección, aplicando el decreto se incrementa en 29.2 % y 56.5 % con respecto a lo antes vigente. Este incremento se explica debido al importante aumento en la demanda sísmica propuesto en el Decreto 117 para períodos fundamentales mayores a 1 s en suelos Tipo II y III, donde también se encuentran diferencias importantes en los desplazamientos.

Cabe hacer notar que de los resultados obtenidos en estos edificios, en especial, aquellos fundados en suelo Tipo I, no se puede concluir que la nueva normativa no tiene implicancia en el diseño de edificios altos, ya que si bien los resultados de la aplicación del Decreto 117 son muy similares a los de la antigua normativa, los cambios normativos afectaron tanto a la norma NCh433 Of. 96

Mod. 2009 como a la norma de Hormigón Armado NCh430 Of. 2008. Esta última fue eliminada por el Decreto 118 (MINVU 2011b), el cual incluye cambios importantes en los requisitos de espesores de muros y elementos de borde, esfuerzo de corte último de diseño, diseño a flexión compuesta, entre otros.

Debido a que el decreto 61 de diciembre del 2011 (MINVU 2011c) deroga el decreto 117 considerado en este trabajo, se requiere por lo tanto estudiar ahora los efectos del decreto 61 en el diseño sísmico de edificios. Aparte de revisar los casos de roca y arena se necesita evaluar los casos de otros tipos de suelos de fundación, lo cual debería realizarse para edificios en otras ciudades.

Referencias

Aguilera, M. (1994). *Zonificación geotécnica de la ciudad de Antofagasta*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad Católica del Norte, Antofagasta

Guendelman, T., Guendelman, M. y Lindenberg, J. (1997). Perfil Bío-Sísmico de Edificios. VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, La Serena

Ministerio de Vivienda y Urbanismo, MINVU (2011a). Decreto 117. Diseño sísmico de edificios. Santiago

Ministerio de Vivienda y Urbanismo, MINVU (2011b). Decreto 118. Requisitos para diseño y cálculo de hormigón armado. Santiago

Ministerio de Vivienda y Urbanismo, MINVU (2011c). Decreto 61. Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios. Santiago

Instituto Nacional de Normalización, INN – Chile (2010). NCh433 Of. 96 Mod. 2009. Diseño sísmico de edificios, Santiago

Instituto Nacional de Normalización, INN – Chile (2008). NCh430 Of. 2008. Hormigón armado. Requisitos de diseño y cálculo. Santiago

Ríos, H. (2006). *Perfil bio-sísmico de edificios representativos de la construcción en altura de la ciudad de Antofagasta*.

Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad Católica del Norte, Antofagasta

SERVICIOS DE INGENIERIA CIVIL LIMITADA

CLAUDIO SEPULVEDA

SALAS 525 Of. 42 - Concepción E-mail: cms.of@terra.cl - cms.oficina@gmail.com Fono: 41-2253309 Fax: 41-22251055

EMIN
SISTEMAS
GEOTECNICOS S.A.

GEOPIER
CIMENTACION INTERMEDIA® PILAS DE GRAVA COMPACTADA



Tanque de Almacenamiento PR Pharmaceuticals.
Canovanas, Puerto Rico



International Place Tower III
Memphis, Tennessee



Victory Wind Farm, Carroll & Crawford Counties, Iowa



- ELEMENTOS RÍGIDOS DE ALTA RESISTENCIA
- CONTROL DE ASENTAMIENTOS

- CAPACIDAD DE CARGA SUPERIOR
- AHORRO EN COSTOS DE CIMENTACIÓN

Chile, energía y desarrollo

Chile, energy and development

Fecha de entrega: 8 de diciembre 2011

Fecha de aceptación: 18 de mayo 2012

César Pastén

School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, EE.UU., cpasten@gatech.edu

El uso de diversos indicadores demuestra que el desarrollo de Chile está íntimamente asociado a su consumo energético. Esta relación se basa en el análisis de la evolución de su consumo energético primario en el contexto mundial y su impacto en indicadores de desarrollo y sostenibilidad ambiental. Los resultados en este análisis también indican una fuerte dependencia de combustibles fósiles, cuyo uso está asociado a importantes impactos ambientales. Esta situación empeorará debido al creciente uso de fuentes fósiles en la generación eléctrica y los costos asociados a sus externalidades. Para aminorar estos efectos se debe estimular principalmente el aprovechamiento de abundante energía solar y marina en el norte y sur del país, respectivamente. De esta forma, el desarrollo sostenible del país será compatible con restricciones ambientales y de abastecimiento.

Palabras clave: energía, desarrollo sostenible, índice de desarrollo humano, huella ecológica

The use of different indexes shows that the development of Chile is closely associated to the energy consumption. This relation is based on the analysis of primary energy consumption evolution within the world context and its impact on development indexes and environmental sustainability. The results in this analysis show a strong dependency on fossil fuels too, whose use is associated to important environmental impacts. This situation will be worse due to the increasing use fossil sources for electric generation and costs related to externalities. To mitigate these effects it should be encouraged mainly the harvesting of abundant solar and marine energy in the north and south of the country, respectively. In this form, a sustainable development of the country will be compatible with environmental and supplying constraints.

Keywords: energy, sustainable development, human development index, ecological fingerprint

Introducción

El consumo energético sostiene las actividades socio-económicas y el desarrollo de una nación. Los países industrializados con economías de gran escala requieren abundantes cantidades de energía sólo para mantener su funcionamiento. Por otro lado, los países en vías de desarrollo requieren incrementar sus consumos energéticos para sostener su crecimiento (IEA, 2008). El tipo de energía que utiliza un país depende de los recursos naturales disponibles dentro de su territorio y las fuentes energéticas importadas, cuyo creciente consumo compromete la seguridad energética del país. En Chile, el recientemente formado Comité de Seguridad Energética reconoce que un abastecimiento seguro y confiable de

energía es clave para el desarrollo económico y social del país (CNE, 2010b).

Un excesivo consumo energético puede afectar el medio ambiente. Por ejemplo, las emisiones de gases de efecto invernadero, producto del consumo de combustibles fósiles, están asociadas a un incremento sostenido de la temperatura global (IPCC, 2007). Si bien no se ha establecido fehacientemente una relación causa-efecto, la comunidad científica reconoce un desbalance de origen antropogénico. Es por esto que una de las problemáticas mundiales de mayor importancia es asegurar un suministro de energía constante manteniendo el balance de los ecosistemas. Los países desarrollados, y en menor

medida los países en vías de desarrollo, reconocen estas limitaciones y están optando por asegurar sus suministros con fuentes energéticas renovables y domésticas para no depender de bloqueos de abastecimiento y fluctuaciones de precios.

Si se compara el promedio de un periodo presidencial (4 años), el periodo entre el diseño y la puesta en marcha de una central eléctrica (del orden de 10 a 50 años dependiendo de su complejidad) y la permanencia en la atmósfera de los gases de efecto invernadero (del orden de cientos de años), se reconoce que la problemática energética tiene una fuerte discrepancia entre las escalas temporales que motivan las decisiones y los efectos que éstas provocan. En Chile, esta discrepancia se ha evidenciado debido a la discusión sobre el rechazado proyecto termoeléctrico Barrancones y los polémicos proyectos Central termoeléctrica Castilla y Central HidroAysén (Raineri y Contreras, 2010).

El crecimiento del consumo energético en Chile está asociado al crecimiento económico, por lo que se espera que la demanda por electricidad crezca a una tasa cercana al 5% anual (O’Ryan, 2008). La escasez de fuentes energéticas convencionales, tales como petróleo, carbón y gas natural, sugiere que este crecimiento debe ser compensado con un conjunto de alternativas que deben incluir, además de centrales termoeléctricas e hidroeléctricas, centrales solares, eólicas y mareomotrices, entre otras. Las energías geotérmica y nuclear tampoco deben descartarse aunque su implementación conlleva desafíos técnicos y económicos de mayor envergadura (CNEC, 2009; Morata, 2011).

Dos importantes características del territorio de Chile son su gran extensión longitudinal con acceso al mar y la presencia del desierto de Atacama. El mar representa una fuente energética que se puede explotar por medio de las mareas, las olas, las corrientes y los gradientes térmicos (Khaligh y Onar, 2010). El fácil acceso al mar desde cualquier lugar del territorio hace atractiva la explotación de este recurso y necesaria la cuantificación de su potencial (Cruz *et al.*, 2009). De la misma forma, una gran fuente de energía solar es el desierto de Atacama (CNE, 2009). Si bien las ciudades emplazadas en esta zona representan sólo el 8% de la población del país (INE, 2003), la gran industria minera concentra sus actividades en esta área.

Por esta razón, cabe preguntar si el consumo eléctrico de estas empresas puede satisfacerse con el uso de energía solar.

Teniendo en cuenta estos antecedentes, Chile debe optar por desarrollar una matriz energética que le permita asegurar el suministro y aprovechar el potencial de las energías renovables. Al mismo tiempo, aprovechando que los niveles de consumo son menores que los de muchos países industrializados, se debe estimular la conservación energética a través de hábitos de consumo y la inserción de nuevas tecnologías. Un ejemplo de esto es la incorporación de sistemas distribuidos de generación y almacenamiento de energía renovable que no requieren la construcción de centrales y redes de distribución.

Este artículo analiza la relación entre el consumo energético y el desarrollo de las naciones, destacando el caso de Chile en el contexto mundial. Este análisis clasifica el consumo energético por fuentes, destacando sus implicaciones en la seguridad de suministro y en la generación de contaminantes. Además, se analiza el desarrollo del sector eléctrico y el potencial aporte de las energías solar, eólica y marina a la matriz energética de Chile.

Consumo energético mundial

La tasa de consumo de energía primaria TCE [W], que corresponde al consumo de energía primaria anual E [J] dividido en el tiempo t [s], considera el uso de fuentes energéticas fósiles como petróleo, gas natural y carbón, y el uso de energías renovables como energía eólica, solar, geotérmica, hidroelectricidad y biomasa (CNE, 2010a). El consumo energético per cápita se obtiene dividiendo el consumo energético primario por el número de habitantes del país.

La tasa de consumo mundial de energía primaria el 2007 fue de 16.1 TW (TW = Tera-Watt = 10^{12} W) (EIA, 2010). Los mayores consumidores fueron Estados Unidos, China, Rusia, Japón e India con un 52% del consumo total. El consumo per cápita de algunos de estos países se presenta en la Figura 1. Si bien el consumo total de India y China es elevado, su consumo per cápita es menor que el promedio mundial (2.4 kW/persona el 2007). El consumo promedio de Chile, en cambio, ha sido superior al promedio mundial desde el año 2000.

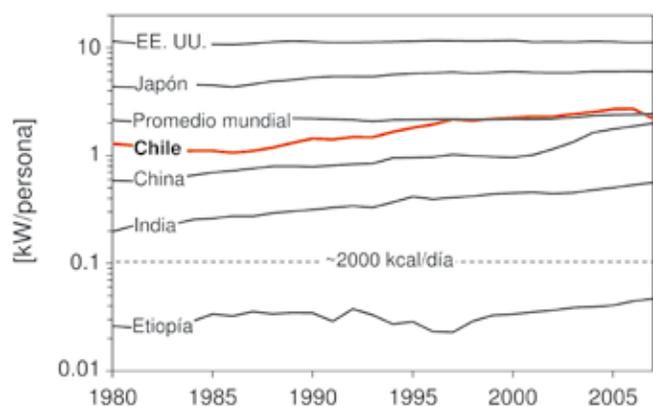


Figura 1: Tasa de consumo per cápita de energía primaria (datos de EIA, 2010)

El consumo energético está asociado al desarrollo de un país, el cual se puede estimar mediante el Índice de Desarrollo Humano *IDH* (PNUD, 2010). Este índice no sólo considera el ingreso bruto nacional como medida del bienestar, sino que incorpora índices referentes a salud y educación. El *IDH* se define a partir del 2010 como la media geométrica de los índices de esperanza de vida, de educación y del ingreso nacional bruto. El índice de educación incluye los índices de años de educación promedio y de años esperados de instrucción. La Figura 2 muestra el *IDH* como función de la tasa de consumo energético per cápita el 2007 y destaca la evolución de Chile, EE.UU., China e India desde 1980 hasta 2007 (UNDP, 2010a; UNDP, 2010b). Como es evidente, el nivel de desarrollo de los países es directamente proporcional a su consumo energético. El consumo mínimo de los países con altos índices de desarrollo es aproximadamente 4 kW/persona. Este valor contrasta con el bajo consumo de muchos países africanos que no supera los 100 W/persona, el equivalente a una dieta alimenticia de 2000 kcal/día (Santamarina, 2006). En el otro extremo se encuentran países como EE.UU. con una tasa de consumo de 11 kW/persona, cuatro veces superior al promedio mundial.

La trayectoria de crecimiento de un país se puede considerar como una medida de eficiencia del uso energético. La Figura 3 muestra un detalle del índice de desarrollo humano de algunos países con tasas de consumo energético menor a 5 kW/persona. Países latinoamericanos como Uruguay y Cuba han alcanzado índices de desarrollo comparables al chileno, pero con menores incrementos de consumo. Países como Portugal e Israel, con índices

“muy altos” (superiores a 0.785) y que consumen a tasas menores que la mayoría de los países industrializados, pueden considerarse como modelos de desarrollo. Casos como el de China, con un consumo energético similar al de Chile en 1995, evidencian que un pronunciado desarrollo económico no implica necesariamente un desarrollo social en educación y salud. Chile ha experimentado un incremento sostenido de aproximadamente 0.06 puntos por kW/persona (excluyendo el año 2007). Siguiendo esta tendencia, el país podría alcanzar un índice de desarrollo “muy alto” con una tasa de consumo energético de 3.3 kW/persona, muy similar a la de Portugal (3.5 kW/persona).

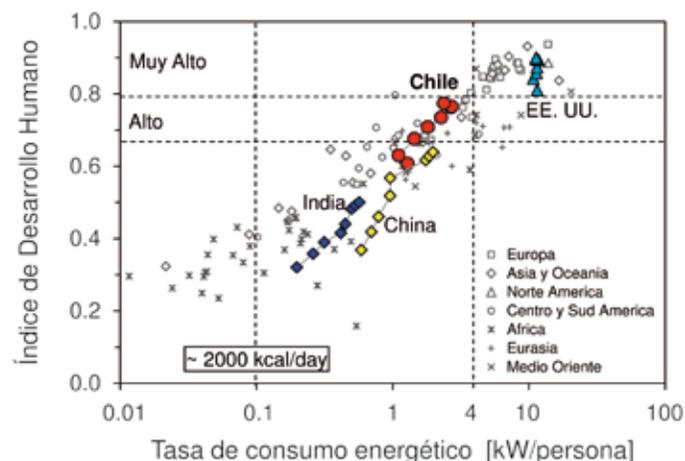


Figura 2: Consumo energético y desarrollo. La evolución de Chile, India, China y EE.UU. corresponde a los años 1980, 1985, 1990, 1995, 2000, 2005, 2006 y 2007. El resto de los países con población superior a tres millones de habitantes corresponde a datos del año 2007 (datos de EIA, 2010; UNDP 2010a; UNDP 2010b)

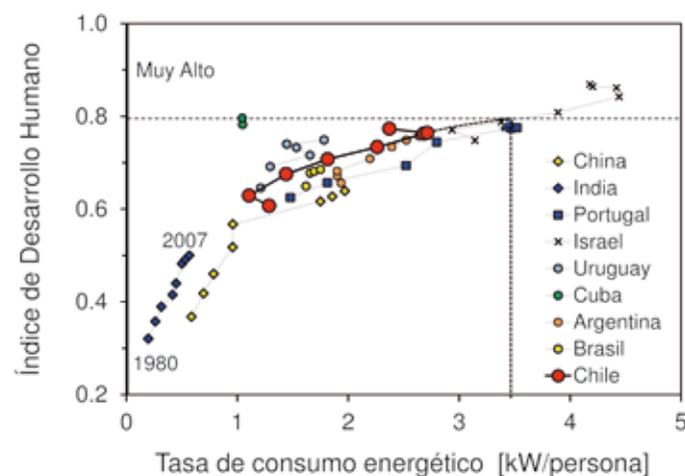


Figura 3: Consumo energético y desarrollo, Chile en el contexto mundial. La evolución de todos los países corresponde a los años 1980, 1985, 1990, 1995, 2000, 2005, 2006 y 2007 salvo Cuba solo en 2006 y 2007 (datos de EIA, 2010; UNDP 2010a; UNDP 2010b)

El Índice de Desarrollo Humano ajustado por desigualdad social *IDH-D* se publica a partir del año 2010. El *IDH* de Chile el 2010 fue 0.783, mientras que el valor ajustado por desigualdad fue 0.634. Esta pérdida global del 19% implica que el crecimiento del país se limitará si no se combate la desigualdad social (PNUD, 2010).

Consumo energético en Chile

La evolución por fuentes de la tasa de consumo bruto de energía primaria en Chile desde 1991 hasta 2008 se muestra en la Figura 4. La figura distingue entre fuentes energéticas importadas y domésticas. La tasa de consumo total el 2008 fue de 33.2 GW, de los cuales el 71% corresponde a combustibles fósiles como petróleo, gas natural y carbón. Del total de energía, 64% corresponde a importaciones principalmente de petróleo y carbón. Estos elevados valores anticipan que problemas asociados al deterioro de relaciones con países proveedores y la escasez de recursos, como el experimentado con el gas natural durante la crisis Argentina (Kozulj, 2005), pueden afectar el suministro energético.

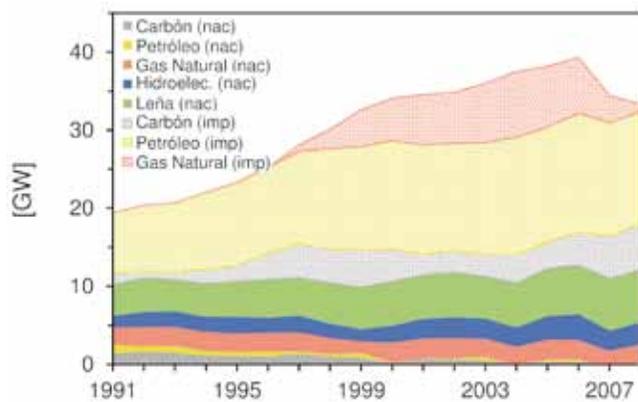


Figura 4: Tasa de consumo energético bruto primario de Chile. Fuentes energéticas nacionales (nac) e importadas (imp). El contenido calórico de la hidroelectricidad es 1 kWh/kWh_e (datos de CNE, 2010a)

El flujo energético de Chile el 2008 se presenta en la Figura 5. El consumo neto de energía que se muestra es la suma del consumo bruto de energía primaria más las importaciones netas de energía secundaria (importaciones menos exportaciones). La mayoría de los productos derivados del petróleo son importaciones que se suman a las de energía primaria. El excesivo uso de fuentes energéticas importadas compromete la seguridad

energética del país ya que aumenta el riesgo de suministro y los niveles de dependencia. La Figura 5 indica que el petróleo se destina principalmente al sector transporte. Sin embargo, la reducción de las importaciones de gas natural ha estimulado un incremento del petróleo diesel como fuente de generación eléctrica. El detalle del consumo de este sector se analiza a continuación.

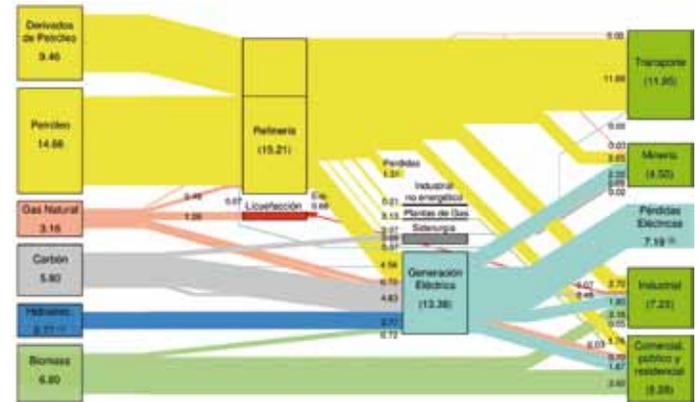


Figura 5: Flujo de energía en Chile. Los valores corresponden al 2008 y son expresados como tasa de consumo energético en GW. Los consumos de sectores secundarios no consideran el autoconsumo (datos de CNE, 2010a)

Generación y capacidad eléctrica en Chile

La Figura 6 muestra un detalle de la capacidad instalada y la generación eléctrica en Chile desde 1990 hasta 2008 y especifica la fracción correspondiente a hidro y termoelectricidad. La generación total el 2008 fue 6.95 GW, aproximadamente la mitad de la capacidad (14.30 GW), y el consumo per cápita fue 0.42 kW/persona. La tasa de crecimiento anual de la generación desde 1990 es aproximadamente 7%.

A partir del 2007, cerca del 60% de la electricidad se generó en centrales termoeléctricas. Las fuentes energéticas utilizadas por estas centrales son, en su mayoría, importaciones de carbón y derivados del petróleo (Figura 5). Sólo la generación hidroeléctrica, que alcanzó el 40% del total el 2008, puede considerarse como una fuente energética doméstica.

Del flujo energético de la Figura 5 y la generación eléctrica de la Figura 6 se puede estimar la eficiencia de las plantas termoeléctricas. El consumo de combustibles fósiles, es decir, petróleo y derivados, gas natural y carbón, fue

equivalente a 9.89 GW el 2008, mientras que la generación eléctrica en plantas termoeléctricas fue 4.17 GW_e (CNE, 2010a; SEA, 2010). Por lo tanto, la eficiencia obtenida dividiendo la generación por el consumo de combustibles fósiles es 42%.

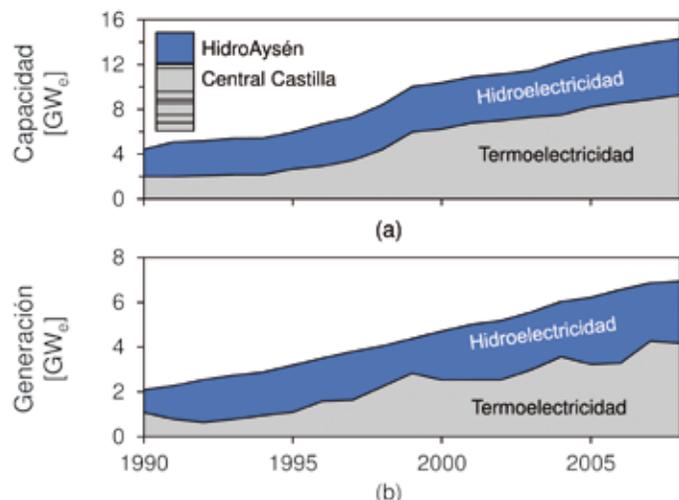


Figura 6: (a) Capacidad instalada y (b) generación eléctrica por fuentes en Chile. El inserto en a) corresponde a los 8.85 GW_e de centrales eléctricas proyectadas (datos de CNE, 2010a; SEA, 2010)

La Figura 6 también muestra la capacidad de las plantas eléctricas proyectadas, algunas de las cuales se encuentran en etapa de evaluación ambiental (SEA, 2010). Las más destacadas son el proyecto Hidroeléctrico Aysén con 2.75 GW_e y la central termoeléctrica Castilla con 2.10 GW_e. Si se asume un factor de planta del 78% (Raineri y Contreras, 2010), ambas centrales generarían 3.78 GW_e, equivalente a un 54% de la generación del país el 2008.

La demanda eléctrica total dentro de n años De_n [GW_e] basada en el consumo del año 2008 De_0 [GW_e] y una tasa de crecimiento anual constante t_c [%] se puede estimar como,

$$De_n = De_0 \left(1 + \frac{t_c}{100} \right)^n \quad (1)$$

Considerando $De_0 = 6.95$ GW_e y una tasa de crecimiento anual $t_c = 4$ %, como la experimentada entre 2005 y 2008, el consumo dentro de 15 años (para el año 2023) sería $De_n = 12.52$ GW_e. Este valor concuerda con estimaciones más

detalladas que asumen un acoplamiento entre el consumo eléctrico y el crecimiento del producto interno bruto *PIB* (O’Ryan, 2008).

Si se suma la generación actual de 6.95 GW_e y la proporcionada por HidroAysén y la central Castilla 3.78 GW_e, la generación total sería de 10.73 GW_e, es decir, el 86% de la demanda el 2023. Considerando un aporte extra de 8.37 GW_e de generación, correspondiente a 15.22 GW_e de capacidad planificada (SEA, 2010) con un factor de planta de 55%, la oferta total sería 19.10 GW_e. Este valor excede en un 53% la generación necesaria para satisfacer el incremento de demanda para los próximos 15 años previamente calculado. Cabe preguntarse si la apuesta por fuentes energéticas convencionales es exagerada o si la apuesta por energías renovables muy exigua.

Desarrollo sostenible

El crecimiento de las naciones debe asegurar un desarrollo sostenible, que compatibilice el uso y la capacidad de regeneración de los recursos naturales. El calentamiento global asociado al exceso de emisiones de gases que agudizan el efecto invernadero es un ejemplo del desbalance que existe actualmente (IPCC, 2007). Si bien se puede argumentar sobre las causas de esta problemática, no se puede desconocer que sus efectos pueden tener fuertes repercusiones en la economía Chilena (CEPAL, 2009).

Uno de los aportes más directos de un país al incremento global en la concentración de gases de efecto invernadero es la emisión de dióxido de carbono CO₂ (IPCC, 2007). La Figura 7 muestra la evolución de las emisiones de CO₂ con respecto a la tasa de consumo energético para diferentes países desde 1980 hasta 2007 (WB, 2010). La clara relación de proporcionalidad entre el consumo energético y las emisiones de CO₂ indica que éstas son un producto directo del crecimiento económico y el desarrollo. Chile ha experimentado un aumento sostenido de las emisiones, lo que puede ser explicado por el elevado consumo de combustibles fósiles, mayoritariamente por los sectores transporte y generación eléctrica.

Considerando el sector eléctrico, estimaciones de emisiones de dióxido de carbono equivalente por kWh_e de electricidad generada por distintas tecnologías se muestran en la Figura

8 (Weisser, 2007). Las emisiones de plantas a petróleo diesel y carbón son al menos 10 y 20 veces mayores que las de plantas hidroeléctricas, respectivamente. Esto indica que la mitad de la electricidad generada en Chile contamina al menos 10 veces más que la hidroelectricidad.

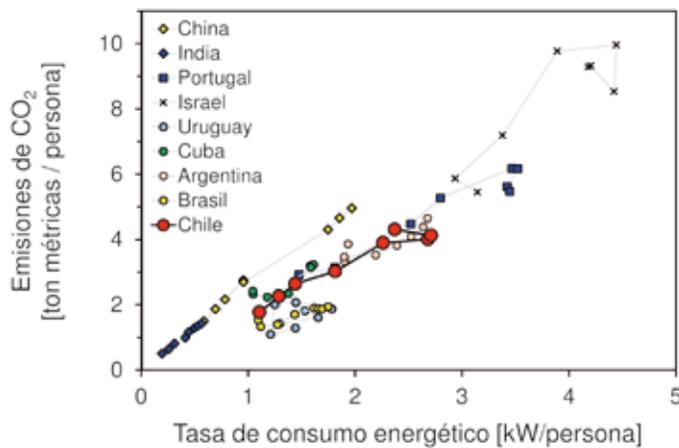


Figura 7: Emisiones de dióxido de carbono per cápita. La evolución de los países corresponde a los años 1980, 1985, 1990, 1995, 2000, 2005, 2006 y 2007 (datos del WB, 2010; EIA, 2010)

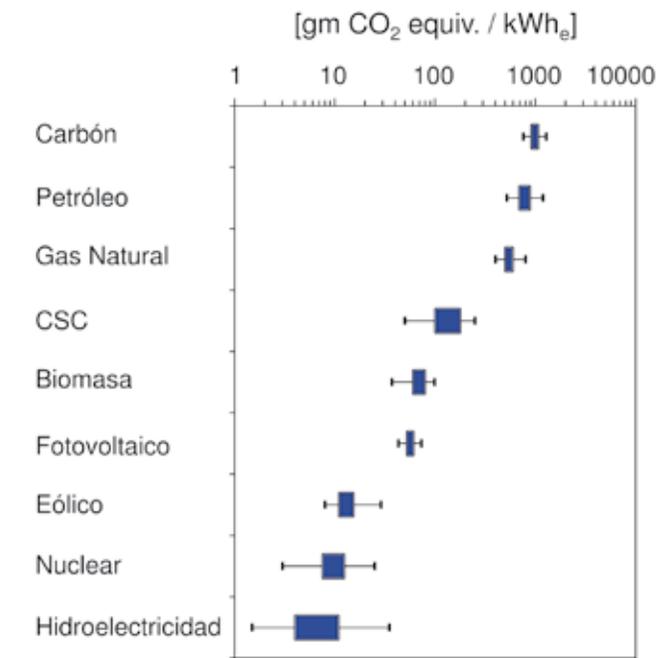


Figura 8: Emisiones de gases de efecto invernadero durante el ciclo de vida de plantas eléctricas. Los cuadros representan la desviación estándar mientras que las barras los mínimos y máximos valores reportados, CSC: captura y secuestro de carbono (datos de Weisser, 2007)

Otro indicador que cuantifica el impacto de las actividades de una sociedad en el ambiente es la huella ecológica. Este

indicador, expresado en hectáreas globales por persona, se define como el territorio ecológicamente productivo de un país necesario para producir los recursos utilizados y para asimilar los residuos de su población (Ewing *et al.*, 2008). El cálculo de la huella ecológica incluye la huella de carbono y por ende las emisiones de dióxido de carbono. Del mismo modo, se define bio-capacidad como el territorio necesario para generar los recursos y absorber los desechos. La Figura 9a muestra la huella ecológica de diversos países en relación a su tasa de consumo de energía primaria per cápita. Claramente se observa que la huella ecológica aumenta con el consumo energético. La Figura 9b presenta el índice de reserva ecológica, que se define como la razón entre la bio-capacidad y la huella ecológica, versus la tasa consumo de energía primaria per cápita. Países con índices de reserva ecológica menores a uno no tienen una capacidad de desarrollo sostenible. Dentro de este grupo de países se encuentran aquellos que consumen a tasas elevadas y/o poseen una alta densidad de población. El índice de reserva de Chile el 2008 fue 1.4. Si bien este valor es aceptable, su evolución en el futuro depende del balance entre el crecimiento de la huella ecológica y la protección de la bio-capacidad del país.

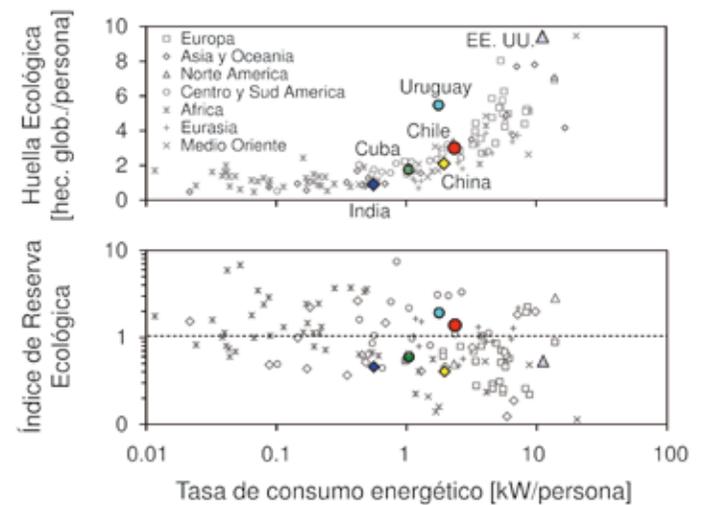


Figura 9: Huella ecológica e índice de reserva ecológica según tasa de consumo de energía primaria (datos de EIA, 2010; Ewing *et al.*, 2008)

Todos estos antecedentes indican que el desarrollo de Chile en el largo plazo debe estar acompañado por un incremento del uso de energías renovables y una reducción del consumo de combustibles fósiles. Como se demuestra en la siguiente sección, Chile cuenta con inmejorables

posibilidades de explotar una considerable variedad de alternativas renovables.

Potencial de energías renovables en Chile

A continuación se presenta un análisis que permite cuantificar el potencial de la energía solar, eólica y marina en Chile. El análisis estima el orden de magnitud de la energía aprovechable basado en ecuaciones físicas fundamentales. El objetivo es demostrar las favorables condiciones del país para la explotación de este tipo de energía. Al final de la sección se comparan los costos de generación eléctrica mediante el uso de fuentes renovables y fósiles.

Energía solar

El norte de Chile cuenta con excepcionales niveles de irradiación debido a su escasa nubosidad y cercanía al trópico. Sin embargo, a pesar de estas incomparables ventajas, muy pocos esfuerzos se han orientado a la masificación del uso de paneles fotovoltaicos y colectores solares. Ni siquiera la gran minería, que concentra sus actividades en esta zona, en sus mejores tiempos de bonanza ha intentado desarrollar estas tecnologías. El siguiente análisis cuantifica el potencial de la energía solar como fuente de energía eléctrica utilizando paneles fotovoltaicos.

Considerando una irradiación global anual I_g [kWh/m²], el número de horas de sol equivalente HSE [hrs] con una irradiación estándar I_e [kW/m²] (se adopta $I_e = 1$ kW/m²) es

$$HSE = \frac{I_g}{I_e} \quad (2)$$

La potencia eléctrica P_{gs} [kW] que se puede generar si se dispone de NP paneles fotovoltaicos con potencia nominal P_{pV} [kW_{max}], donde W_{pmax} es la potencia máxima de un panel bajo irradiación estándar $I_e = 1$ kW/m², a una temperatura de 25°C y una masa de aire $MA = 1.5$ (Lynn, 2010), se determina como

$$P_{gs} = NP P_{pV} \frac{HSE}{HA} \quad (3)$$

donde HA es la cantidad de horas anuales, es decir, $HA = 8760$ hrs. El área de un panel foto voltaico A_p [m²] se puede definir en función de la eficiencia de conversión de energía del panel η , la potencia del panel P_{pV} y la irradiación estándar I_e como

$$A_p = \frac{P_{pV}}{I_e \eta} \quad (4)$$

El área total de paneles AT_p [m²] necesaria para generar una potencia eléctrica P_{gs} se puede obtener reordenando (3) para obtener el número de paneles NP y multiplicando por A_p

$$AT_p = \frac{P_{gs} HA}{I_g \eta} \quad (5)$$

En este simple análisis, el área total depende sólo de la potencia eléctrica necesaria, la irradiación promedio del sitio y la eficiencia de conversión de energía del panel fotovoltaico. Si se define la tasa de irradiación global anual I_t [kW/m²] como

$$I_t = \frac{I_g}{HA} \quad (6)$$

el área total es

$$AT_p = \frac{P_{gs}}{I_t \eta} \quad (7)$$

Asumiendo una irradiación global anual similar a la medida en la ciudad de Calama $I_g = 2190$ kWh/m², equivalente a una tasa de irradiación global anual $I_t = 250$ W/m² (CNE *et al.*, 2008), y una eficiencia de los paneles $\eta = 0.15$ (Lynn, 2010), el área necesaria para generar una potencia eléctrica similar al consumo de la industria minera el 2008 $P_{gs} = 2.4$ GW (Figura 5) es $AT_p = 64$ km². Este simple análisis demuestra que si esta generación se pudiera concentrar en la Región de Antofagasta, donde se encuentra la mayor parte de la industria minera, la energía solar sería capaz de sostener este consumo con una superficie de paneles fotovoltaicos del orden de 64 km² (~8 km x 8 km). La potencia eléctrica que se puede generar usando paneles fotovoltaicos por unidad de área horizontal PA_s [W/m²] es

$$PA_s = I_t \eta \quad (8)$$

Energía Eólica

La energía cinética EC [J] de un flujo de aire de densidad ρ [kg/m³] que atraviesa un área transversal A [m²] en un tiempo t [s] a una velocidad v [m/s] es (Khaligh y Onar, 2010)

$$EC = \frac{1}{2} \rho v^3 A t \quad (9)$$

La densidad de potencia DP_v [W/m²] se obtiene dividiendo la energía por el tiempo y el área transversal

$$DP_v = \frac{1}{2} \rho v^3 \quad (10)$$

Esta expresión sugiere que la energía que se puede extraer de un flujo de aire es fuertemente dependiente de su velocidad. Si bien la densidad del aire es una función de la temperatura y la presión atmosférica, se puede considerar constante en términos prácticos. Sin embargo, la velocidad puede fluctuar considerablemente durante el año. Es por esto que una adecuada estimación de la velocidad es clave para determinar la densidad de potencia.

Para estimar la densidad de potencia en un sitio en forma más precisa se debe adoptar en la ecuación (10) la mejor aproximación de la velocidad del viento al cubo $(v^3)_{prom}$. Asumiendo que la función de densidad de probabilidad del viento durante el año es Rayleigh (Masters, 2004), este valor se puede asociar a la velocidad promedio anual del sitio v_p [m/s]

$$(v^3)_{prom} = \frac{6}{\pi} v_p^3 \quad (11)$$

Para estimar la velocidad promedio del viento durante un año se debe considerar además que la velocidad del viento es directamente proporcional a la altura desde la superficie. Los aerogeneradores capturan la energía cinética del viento a través de aspas de largo r [m] conectadas a un rotor. El área que abarcan las aspas es $A = \pi r^2$ [m²]. Este sistema se monta sobre una torre de altura H [m] que se diseña para alcanzar las más favorables velocidades y densidades. La eficiencia de los aerogeneradores, llamada coeficiente de potencia C_p (Khaligh y Onar, 2010) depende de la eficiencia del rotor, del sistema de transmisión y del generador, y

se expresa como función de la velocidad del viento. En términos prácticos, este valor es aproximadamente $C_p = 0.3$, como referencia, la máxima energía que se puede extraer de la energía cinética del viento es 59.3% según la ley de Betz (Khaligh y Onar, 2010). Con todas estas consideraciones, la potencia eléctrica que se puede generar a partir de la energía eólica P_{gv} [kW] es

$$P_{gv} = \frac{3}{\pi} \rho v_p^3 A C_p \quad (12)$$

donde ρ [kg/m³] y v_p [m/s] son la densidad y la velocidad promedio del aire a una altura H [m], respectivamente, A [m²] es el área que abarcan las aspas del aerogenerador y C_p [-] su coeficiente de potencia. Adoptando una densidad del aire $\rho = 1.225$ kg/m³, una velocidad promedio anual $v_p = 5$ m/s, similar al reportado por la CNE según simulación numérica para la Región de Antofagasta (CNE, 2009), la densidad de potencia es $DP_v = 146$ W/m². Considerando además un área $A = 5027$ m² equivalente al área que abarcan las aspas de 40 m de largo de los aerogeneradores del Parque Eólico Canela y un coeficiente de potencia $C_p = 0.3$, correspondiente al del aerogenerador a $v_p = 5$ m/s (Vestas, 2008), la potencia eléctrica que se puede generar es $P_{gv} = 221$ kW.

Considerando un factor por eficiencia de grupo η_g y un área horizontal por aerogenerador A_{ha} [m²], la potencia eléctrica que se puede generar usando aerogeneradores por unidad de área horizontal PA_a [W/m²] es

$$PA_a = \frac{P_{gv} \eta_g}{A_{ha}} \quad (13)$$

Asumiendo una eficiencia de grupo $\eta_g = 0.8$ y un área horizontal por aerogenerador dada por seis largos de aspa entre aerogeneradores contiguos y diez largos de aspa entre filas de aerogeneradores (Masters 2004), la potencia eléctrica es $PA_a = 1.8$ W/m². Este valor indica que el uso de energía eólica es menos eficiente que el uso de paneles fotovoltaicos en términos de uso de suelo. Por ejemplo, para generar una potencia eléctrica $P_{gv} = 2.4$ GW se requieren 10,860 aerogeneradores, que es equivalente a un área horizontal aproximada de 1300 km².

Energía marina

Dos formas de extraer energía del mar son a través de la energía de las mareas y la energía de las olas (Holthuijsen, 2007; Khaligh y Onar, 2010). La energía de las mareas se puede estimar en forma análoga a como se estimó la energía cinética del viento en la sección anterior. La diferencia radica en la densidad del medio, en este caso agua de mar, y la velocidad del flujo. La densidad del mar fluctúa alrededor de $\rho_m = 1025 \text{ kg/m}^3$ y la velocidad del flujo es generalmente menor que la del viento. La energía de una ola se puede estimar considerando una ola sinusoidal como la mostrada en la Figura 10. La energía potencial y cinética total de esta ola E_w [J/m²] con respecto a su nivel basal es (Holthuijsen, 2007)

$$E_w = \frac{1}{2} \rho_m g \left(\frac{H}{2} \right)^2 \quad (14)$$

donde ρ_m [kg/m³] es la densidad del agua de mar, g [m/s²] es la aceleración de gravedad y H [m] es el doble de la amplitud de la ola.

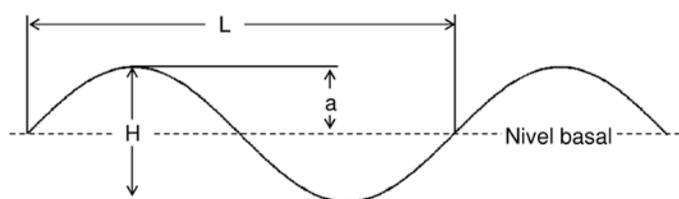


Figura 10: Parámetros de una ola sinusoidal

La velocidad de fase de la ola v_f [m/s] es la longitud de onda L [m] dividido por el periodo de la ola T [s]. En sistemas profundos, la velocidad de grupo es (Holthuijsen, 2007)

$$v_g = \frac{gT}{4\pi} \quad (15)$$

la mitad de la velocidad de fase.

La potencia de una ola por unidad de longitud P_w [W/m] es la energía cinética total de la ola multiplicado por la velocidad de grupo, es decir,

$$P_w = \frac{\rho_m g^2 H^2 T}{32\pi} \quad (16)$$

Multiplicando este valor por el largo del frente de la ola, perpendicular a la dirección de propagación, se obtiene la potencia total.

Las olas de la costa de Chile son muy propicias para la generación eléctrica por la reducida variabilidad estacional, su baja dispersión direccional y altos periodos (Monárdez *et al.*, 2008). Además, la batimetría es apropiada dada las fuertes pendientes que permiten alcanzar grandes profundidades cerca de la costa. Por ejemplo, una ola típica en el centro de la costa chilena de altura $H = 2 \text{ m}$, periodo $T = 12 \text{ s}$, considerando una densidad $\rho_m = 1025 \text{ kg/m}^3$, tiene una potencia por unidad de longitud $P_w = 47 \text{ kW/m}$. En general, la potencia de las olas aumenta de 20 a 90 kW/m desde el extremo norte hasta el extremo sur del país (Monárdez *et al.*, 2008).

Considerando una eficiencia de conversión energética η_v [-], la potencia eléctrica que se puede generar utilizando convertidores de energía undimotriz por unidad de longitud PA_m [W/m] es

$$PA_m = P_w \eta \quad (17)$$

Utilizando una eficiencia de conversión energética $\eta_v = 0.3$ correspondiente a la de un convertidor Pelamis (www.pelamiswave.com), se requiere una longitud aproximada de $L = 170 \text{ km}$ para satisfacer una demanda de $P_{gv} = 2.4 \text{ GW}$.

La Figura 11 resume en forma aproximada el potencial undimotriz y solar a lo largo del territorio chileno. La irradiación global aumenta de sur a norte mientras que la potencia de ola lo hace de norte a sur. La Tabla 1 presenta estimaciones de la potencia eléctrica que se puede generar utilizando paneles fotovoltaicos, aerogeneradores y convertidores de energía undimotriz.

Tabla 1: Estimaciones de potencia eléctrica por unidad de área/ longitud en Chile

Energía	Valor	Unidad
Solar ⁽¹⁾	38	W/m ²
Eólica ⁽²⁾	1.8	W/m ²
Undimotriz ⁽³⁾	47	W/m

Notas: (1) Estimación para el norte de Chile
 (2) Estimación para el centro norte de Chile
 (3) Estimación para la zona central de Chile

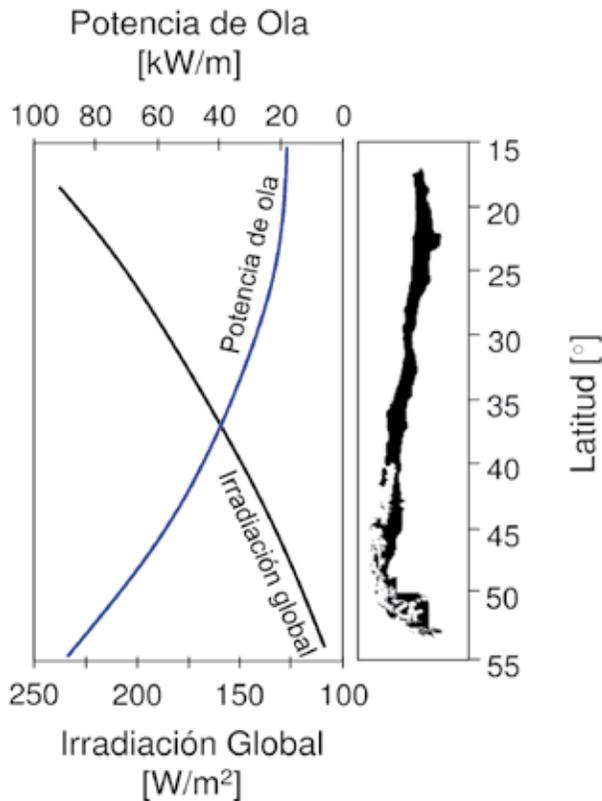


Figura 11: Estimación de irradiación solar global y potencia de ola en Chile. La potencia de la ola corresponde a una profundidad de 50 m (datos de Monárdez *et al.*, 2008; CNE, PNUD y UTFSM, 2008)

Costos de energía

Una de las principales desventajas del uso de energía renovable es el elevado costo inicial de la inversión. Sin embargo, para comparar alternativas renovables y fósiles se debe incorporar en la evaluación económica factores como el incremento del precio de los combustibles, la incertidumbre de su valor y externalidades tales como los daños provocados por emisiones contaminantes, gastos por seguridad de suministro, y costos de transmisión y distribución (Roth y Ambs, 2004). Una forma de considerar todos estos costos es a través del costo nivelado de energía. Este valor corresponde al ingreso constante anual equivalente necesario para recuperar todos los costos a lo largo de la vida útil de un proyecto (Bemis y De Angelis, 1990; Masters, 2004; Roth y Ambs, 2004).

La Figura 12 muestra el costo nivelado de energía de distintas plantas de generación eléctrica incluyendo los costos de capital, de operación y mantenimiento, del

combustible y externalidades. Si bien existen discrepancias entre distintos investigadores sobre los costos y la equivalencia de las tecnologías a la realidad chilena, lo cierto es que aún el costo de la energía solar se encuentra muy por encima del resto de las alternativas. Sin embargo, las externalidades asociadas a su uso son mucho menores a las de otras tecnologías. Las externalidades asociadas al uso de plantas termoeléctricas pueden duplicar o triplicar sus costos. Asumiendo que los costos externos se internalizarán en el futuro debido a las restricciones discutidas en las secciones anteriores, las tecnologías renovables se harán más atractivas.

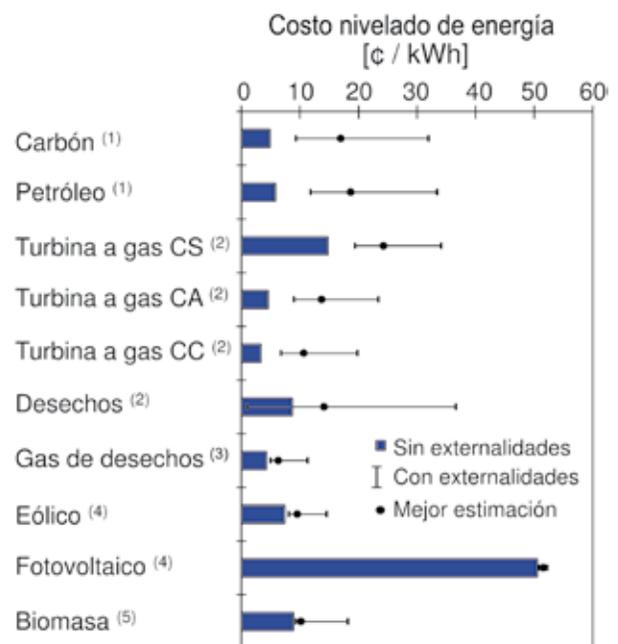


Figura 12: Costo nivelado de energía de distintas plantas de generación eléctrica. Las externalidades consideran daños por emisiones contaminantes, gastos por seguridad de suministro, costos de transmisión y distribución, y otros impactos ambientales. Los costos son expresados en centavos de dólar de 1999 (datos de Roth y Ambs, 2004)

- Notas: 1) Plantas utilizan ciclos de Rankine
 2) CS: ciclo simple, CA: ciclo avanzado y CC: ciclo combinado
 3) Incineración de desechos municipales
 4) Basado en plantas a gran escala
 5) Combustión de biomasa

Otra desventaja asociada al uso de energías renovables es el desfase entre generación y consumo. Si bien la energía eólica es difícil de estimar, la energía solar y marina son de más fácil predicción. Una forma de superar esta limitación es a través del uso de almacenes de energía, que pueden

variar desde sistemas distribuidos hasta centrales a gran escala (Pasten y Santamarina, 2010). De esta forma también se ahorra en la construcción de sistemas de transmisión que constituyen una parte importante del costo de un proyecto eléctrico.

Conclusiones

La tasa de consumo energético per cápita de Chile el 2007 fue de 2.4 kW/persona, similar al promedio mundial. Este valor sostiene un índice de desarrollo humano de 0.773, catalogado como “alto”. El mismo valor asciende a 0.783 el 2010, pero se reduce considerablemente debido a la inequidad social. El incremento de este índice está directamente relacionado al consumo energético y si bien el consumo de Chile es menor que el de otros países con un mismo nivel de desarrollo, aún se pueden reconocer países con mayor eficiencia energética. En este sentido, el consumo energético en Chile aún permite tomar decisiones tendientes a mejoras en eficiencia y conservación, situación distinta a la de países como EE.UU. donde estas alternativas son difíciles de implementar (Pasten y Santamarina, 2012).

Del consumo total de energía primaria, el 64% corresponde a importaciones. Si se considera el consumo neto de energía, este valor se incrementa, dejando en evidencia la fuerte dependencia chilena de fuentes energéticas foráneas. Cerca del 70% del consumo energético de Chile corresponde a combustibles fósiles como gas natural, carbón, petróleo y sus derivados. Este consumo tiene un impacto directo en el incremento global de las emisiones de dióxido de carbono CO₂ y gases de efecto invernadero. Las emisiones per cápita de CO₂ alcanzaron 4.3 ton métricas/persona el 2007 y se espera un incremento que afectará el balance entre la huella ecológica y la bio-capacidad del país. Actualmente, el índice de reserva ecológica de Chile es levemente superior a la unidad, lo que refleja la crítica situación del país en materia de sostenibilidad energética.

La generación eléctrica alcanzó un valor cercano a los 7 GW_e el 2008 y se estima que el consumo se duplicará en los próximos 15 a 20 años. Para satisfacer esta demanda, existe una serie de proyectos termoeléctricos que impactarán directamente en las emisiones de gases de efecto invernadero. Además, la mayoría de estos proyectos dependería de combustibles importados que seguirían

comprometiendo la seguridad energética del país.

Chile cuenta con abundantes fuentes de energía solar y marina en el norte y sur del país, respectivamente. Si bien su aprovechamiento depende en gran medida de considerables inversiones iniciales, la internalización de los costos asociados a las emisiones de contaminantes, la seguridad de suministro y transmisión-distribución de otras fuentes, harían estas alternativas más competitivas en el futuro. Probablemente, la contribución de este tipo de energías a la generación total del país no sea significativa en el corto plazo, pero se debe invertir fuertemente en su desarrollo comenzando, por ejemplo, por la industria minera cuya ubicación coincide con las zonas de mayor irradiación del país. La inversión en fuentes alternativas de energía podría representar enormes beneficios para el desarrollo sostenible de Chile, más aun si se considera la fuerte dependencia actual del uso de combustibles fósiles importados.

Referencias

- Bemis, G. R. and De Angelis, M. (1990). Levelized cost of electricity generation technologies. *Contemporary Economic Policy* 8, No. 3, 200-214
- CEPAL (2009). *La economía del cambio climático en Chile - Síntesis*. Naciones Unidas, Santiago, Chile
- CNE (2009). *Modelación del recurso solar y eólico del norte de Chile*. Comisión Nacional de Energía, Santiago, Chile
- CNE (2010a). *Balances energéticos*. Comisión Nacional de Energía. <http://www.cne.cl/estadisticas/balances-energeticos>. Acceso: 15 de Septiembre de 2011.
- CNE (2010b). *Ministro Raineri forma comité de seguridad energética*. Comisión Nacional de Energía, <http://www.cne.cl/noticias/otros/301-ministro-raineri-forma-comite-de-seguridad-energetica>. Acceso: 16 de Septiembre de 2011
- CNE, PNUD y UTFSM (2008). *Irradiancia solar en territorios de la República de Chile - Registro Solarimétrico*. Comisión Nacional de Energía, Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo y Universidad Técnica Federico Santa María, Santiago, Chile
- CNEC (2009). *Análisis relativo de impactos y riesgos de la generación núcleo-eléctrica*. Corporación Nuclear Eléctrica de

Chile S.A., Santiago, Chile

Cruz, J., Thomson, M. D. and Stavroulia, E. (2009). *Preliminary site selection - Chilean marine energy resources*. Garrad Hassan and Partners Limited

EIA (2010). *International energy statistics*, U.S. Energy Information Administration. <http://tonto.eia.doe.gov/cfapps/ipdbproject/IEDIndex3.cfm?tid=44&pid=44&aid=2>. Acceso: 15 de Septiembre de 2011

Ewing, B., Goldfinger, S., Wackernagel, M., Stechbart, M., Rizk, S. M., Reed, A. and Kitzes, J. (2008). *The ecological footprint atlas 2008*. Global Footprint Network, Oakland

Holthuijsen, L. (2007). *Waves in oceanic and coastal waters*. Cambridge University Press, New York

IEA (2008). *International energy outlook 2008*. International Energy Agency and Organization for Economic Co-operation and Development, Paris, France

INE (2003). *Censo 2002: Resultados - Volumen I*. Instituto Nacional de Estadísticas de Chile

IPCC (2007). *Climate change 2007: Synthesis report*. Intergovernmental Panel on Climate Change

Khaligh, A. and Onar, O. (2010). *Energy harvesting: solar, wind, and ocean energy conversion systems*. CRC Press, Boca Raton, Florida

Kozulj, R. (2005). *Crisis de la industria del gas natural en Argentina*. CEPAL, Naciones Unidas, Santiago, Chile.

Lynn, P. (2010). *Electricity from Sunlight: An Introduction to Photovoltaics*. John Wiley & Sons Ltd., Chichester, West Sussex, UK

Masters, G. M. (2004). *Renewable and efficient electric power systems*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, USA

Monárdez, P., Acuña, H. and Scott, D. (2008). Evaluation of the potential of wave energy in Chile. *27th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, ASME, Estoril, Portugal

Morata, D. (2011). *Energía geotérmica en Chile: un desafío urgente para el país*, Santiago. <http://www.elmostrador.cl/opinion/2011/03/27/energia-geotermica-en-chile-un-desafio-urgente-para-el-pais/>. Acceso: 17 de Mayo de 2012.

O’Ryan, R. (2008). *Diseño de un modelo de proyección de demanda energética global nacional de largo plazo. Informe final preparado para la Comisión Nacional de Energía*.

Programa de Gestión y Economía Ambiental, Departamento de Ingeniería Industrial, Universidad de Chile

Pasten, C. and Santamarina, J. C. (2010). Energy geo-storage. *KSCE Journal of Civil Engineering* 15, No. 4, 655-667

Pasten, C. and Santamarina, J. C. (2012). Energy and quality of life. *Energy Policy (accepted)*

PNUD (2010). *Informe sobre desarrollo humano 2010. Edición del vigésimo aniversario. La verdadera riqueza de las naciones: Caminos al desarrollo humano*. Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo

Raineri, R. and Contreras, G. (2010). Efficient capacity investment and joint production agreements in an oligopolistic electricity market: The HidroAysen joint venture project. *Energy Policy* 38, No. 11, 6551-6559

Roth, I. F. and Ambs, L. L. (2004). Incorporating externalities into a full cost approach to electric power generation life-cycle costing. *Energy* 29, No. 12-15, 2125-2144

Rudnick, H. (2006). *Seguridad energética en Chile: dilemas, oportunidades y peligros*. Vicerrectoría de Comunicaciones y Asuntos Públicos, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago

Santamarina, J. C. (2006). The worldwide energy situation. *Anales de la Academia Nacional de Ingeniería República de Argentina*, Tomo II, 79-98

SEA (2010). *Servicio de evaluación ambiental - Búsqueda de proyectos*. Servicio de Evaluación Ambiental. <http://seia.sea.gov.cl/busqueda/buscarProyecto.php>. Acceso: 16 de Octubre de 2011

UNDP (2010a). *The human development index (HDI)*. United Nations Development Program. <http://hdr.undp.org/en/statistics/hdi/>. Acceso: 23 de Octubre de 2011

UNDP (2010b). *Human development index (HDI) value*. United Nations Development Program. <http://hdrstats.undp.org/en/indicators/49806.html>. Acceso: 23 de Octubre de 2011

Vestas (2008). Catalogue V82-1.65 MW. www.vestas.com, Denmark

WB (2010). *CO₂ emissions (metric tons per capita)* The World Bank. <http://data.worldbank.org/indicator/EN.ATM.CO2E.PC>. Acceso: 23 de Octubre de 2011

Weisser, D. (2007). A guide to life-cycle greenhouse gas (GHG) emissions from electric supply technologies. *Energy* 32, No. 9, 1543-1559

A preliminary study of seismic microzonation of Concepción based on microtremors, geology and damages patterns

Estudio preliminar de microzonificación sísmica de Concepción basado en microvibraciones, geología y patrones de daño

Fecha de entrega: 18 de enero 2012

Fecha de aceptación: 5 de junio 2012

Felipe Leyton¹, Gonzalo Montalva² y Paola Ramírez³

¹Escuela de Ingeniería en Obras Civiles, Universidad Diego Portales, Ejército 441, Santiago, Chile, felipe.leyton@udp.cl

²Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Edmundo Larenas s/n, Concepción, Chile, gmontalva@udec.cl

³SERNAGEOMIN, Avda. Santa María 0104, Providencia, Santiago, Chile, pramirez@sernageomin.cl

We perform microtremors measurements at Concepción and compute the predominant frequency using horizontal-to-vertical spectral ratio (HVSR). We compare these results with the surface geology and several geotechnical surveys existing in the region, enabling a general characterization of the area. We present and complement these results with observations of damage produced by the M_w 8.8 Maule 2010 earthquake. Preliminary results show the presence of fine-grained materials in the area characterized by very low predominant frequency (lower than 1.5 Hz), which might explain the extensive damage observed at Concepción and surroundings.

Keywords: seismic microzonation, Concepción geology, microtremors' HVSR

Se realizan mediciones de microvibraciones en Concepción y se calcula la frecuencia predominante usando la razón espectral horizontal a vertical HVSR. Se comparan estos resultados con la geología superficial y varios antecedentes geotécnicos existentes en la región, permitiendo una caracterización general del área. Se presentan y complementan estos resultados con observaciones de daño producto del terremoto de Maule 2010 de $M_w = 8.8$. Resultados preliminares muestran la presencia de materiales finos en el área caracterizados por frecuencias predominantes muy bajas (menores a 1.5 Hz), lo cual podría explicar el daño extensivo observado en Concepción y sus alrededores.

Palabras clave: microzonificación sísmica, geología de Concepción, HVSR de microvibraciones

INTRODUCTION

Concepción has witnessed several large earthquakes with magnitudes larger than 8.0, with a special mention to the earthquakes of 1570 (8.6), 1657 (8.3), 1751 (8.9), 1835 (8.4), 1960 (9.5), and the recent 2010 ($M_w = 8.8$). Most of these large events were followed by a destructive tsunami that desolated the coast. All of these earthquakes produced large seismic intensities at Concepción, with estimated values ranging from VIII up to XI (Susa 2004). For the recent Maule 2010 event, at Concepción was reported an MSK seismic intensity (Im_{sk}) between VII and VIII; while less than 10 km to the North, the neighboring cities of Penco and Talcahuano reported Im_{sk} of VI and VII, respectively (Astroza *et al.* 2010). This difference in the

damage produced by the earthquake can only be explained considering local site conditions. Similar observations have been made in Santiago where, during the Valparaíso 1906 earthquake (Montessus de Ballore 1915) and 1985 earthquake (Monge 1986), the surface geology presented a clear influence. During this last event, Astroza *et al.* (1989) reported a difference between 0.5 and 2.0 in seismic intensity within close regions: Las Condes (Im_{sk} = VI) and Pudahuel (Im_{sk} = VIII-IX) (see Menéndez, 1991, for further details). Astroza and Monge (1991) showed that, for the 1985 earthquake, the largest amplifications of accelerations were produced in fine-grained and fluvial deposits.

Since the early work of Kanai (1957) on the estimation of site amplification using microtremors, many authors have devoted their work to estimate a site's dynamic characteristics in a fast and economic way. Kanai (1957) made the hypothesis that microtremors can be considered as white noise in the frequency range of interest (0.1 to 10 Hz); hence, any observed amplification should be produced by the soil's dynamic properties. However, Udawadia and Trifunac (1973) noted that the microtremors acceleration spectra changed during the day, showing that not only the dynamic response of the soil influenced the spectra, but also the sources (human activity). Later, Nogoshi and Igarashi (1970, 1971) proposed the computation of the horizontal over vertical spectral ratio (HVSR), in order to remove the effect of the source, and applied this ratio to measurements in urban settlements in Japan. Nakamura (1989, 1996, 2000) extensively popularized this concept, making the use of microtremors' HVSR a corner stone in microzonation studies in large cities (Bard 1998; Bard *et al.* 2005).

Several studies have shown a correlation between the peak observed in microtremors' HVSR and the predominant frequency of the soil (Lermo and Chávez-García 1993; Lachet *et al.* 1996; Konno and Ohmachi 1998; Bonnefoy-Claudet *et al.* 2006a, 2006b, 2008, 2009); however, their amplitudes have not been able to relate to site amplifications (Field and Jacob 1995; Lachet *et al.*, 1996). Other authors have shown other limitations to the HVSR technique, mainly due to complexities in the subsoil (Chávez-García *et al.* 2007; Bonnefoy-Claudet *et al.* 2009). On the other hand, recently Leyton and Ruiz (2011) have shown similar behavior of the soil observed using strong-motion accelerograms and microtremors, enabling the use of this last method to estimate the seismic response of the site during a large earthquake. Hence, this information represents a crucial parameter in seismic microzonation studies.

In this paper, we propose a microzonation for Concepción (including some areas of Hualpén, Talcahuano, San Pedro de la Paz and Chiguayante) based on surface geology and predominant frequency obtained from microtremors' HVSR, complemented with observations of damage produced by the Maule 2010 earthquake. In the present

study we have focused mainly on the city of Concepción, presenting the first results of the proposed seismic microzonation.

METHODOLOGY

Nakamura (1989, 2000) popularized the use of the horizontal-to-vertical component spectral ratio (HVSR) from microtremors as an effective and economic tool to estimate the predominant vibration frequency of soils. In this study, we used a 3-component, 4.5-Hz GVB instrument to make the measurements, which gives a reliable answer down to 0.1 Hz and has been successfully used in previous studies (Leyton *et al.* 2011; Leyton and Ruiz 2011). At each point, we recorded accelerations from ambient noise for a time window of at least 20 min, depending on the level of human activity, as recommended for microzonation studies (Bard *et al.* 2005). Later, we processed the data dividing the total time window into 60-sec subwindows. Then, we computed the Fourier transform of each component and added the modulus of both horizontals creating a composed horizontal that assumes perfect coherency between them. Note that this last quantity is the largest possible estimator of the power observed at the horizontal components. Later on, we use a homogenous filter in a logarithmic scale (Konno and Ohmachi 1998) to smooth each spectrum and computation of the horizontal over vertical spectral ratio is carried out. Due to the fact that we used one-minute length time windows, we obtain, at least, 20 independent estimations, and the error is calculated for each frequency by means of the geometric standard deviation. Nevertheless, we also computed the HVSR for each horizontal component separately, in order to have an estimator of possible preferred direction; a couple of examples are shown in Figure 1 and are discussed in detail in the following paragraph.

Figure 1 shows the results for 2 cases: left panels from (a) to (c) correspond to a measurement with a peak at 0.7 Hz, but with high noise at lower frequencies, while on the right side from (d) to (f), is a measurement with a clear peak at 1.0 Hz. In order to test how robust this estimation is we plotted in the lower panels, (c) and (f), the composed HVSR (continuous line), the HVSR for each horizontal component (dashed lines), and the corresponding standard deviation (gray area). At a first glance, we can see that

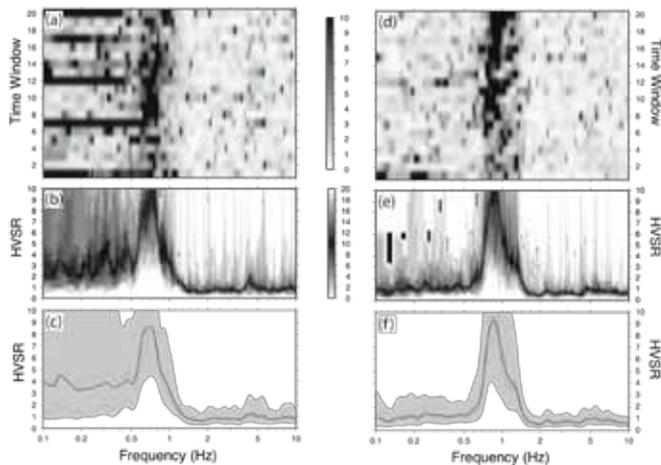


Figure 1: Examples of microtremors' horizontal-to-vertical spectral ratio (HVSr) performed at Concepción. Lower panels, (c) and (f), show the geometric average HVSr (continuous line), HVSr for each horizontal component (dashed lines), and the standard deviation in log-scale (gray area). Middle panels (b) and (e) show the number of time windows exceeding the corresponding HVSr amplitude, following the scale on the middle; hence, black represents the statistical mode. Top panels (a) and (d) show the HVSr for each 1 min time window, being the color proportional to HVSr, following the scale on the middle. Note that panels on the left represent measurements with high level of noise at lower frequencies, while panels on the right correspond to a point with a clear peak at 1 Hz.

the error of the measurements on the left panels (a) to (c) is much larger than for the one on the right panels (d) to (f), especially at lower frequencies. We also plotted the HVSr for each 1 min time windows, usually considering 20 windows total, as shown in panels (a) and (d); the gray gradation is proportional to the spectral ratio, following the scale on the middle. From panel (a) we can see that most windows show a peak at 0.7 Hz; however, windows 1, 7, 12, and 20 have high HVSr at low frequencies, increasing the error in this range. On the other hand, panel (e) presents almost all 1 min time windows with a clear peak at 1.0 Hz, except from the first one, probably influenced by the deployment at the field. Further testing is performed in panels (b) and (e) for both measurements; these panels present the number of one min time windows that exceeds the corresponding HVSr value, following the scale on the middle. Following this, the white represents 10 windows having a HVSr lower or equal, and other 10 being higher, representing the statistical mode. Panel (e) shows a sharp transition from white to black, reflecting that the change

is fast; while panel (b) shows a slow degradation of color, representing a very diffuse transition at low frequencies. Hence, we conclude that the first measurement has different HVSr for every 1 min window, resulting in a high standard deviation, while for the second point most of the windows have the same HVSr (reflected in the low standard deviation). We processed each measurement in the same way, in order to discard those ones without a robust estimation of the predominant frequency.

After processing all the measurements, we classified each one into one of 6 groups, as shown in Figure 2, having the following classification:

- A small amplitude peak (ranging from 3 to 5), with frequency between 1.5 and 2.5 Hz
- A small amplitude peak, with frequency above 2.5 Hz
- A small amplitude peak, with frequency below 1.0 Hz
- A large amplitude peak (above 5), with frequency between 0.5 and 1.0 Hz
- A large amplitude peak, with frequency between 1.0 and 1.5 Hz
- A large amplitude peak, with frequency between 1.5 and 2.5 Hz

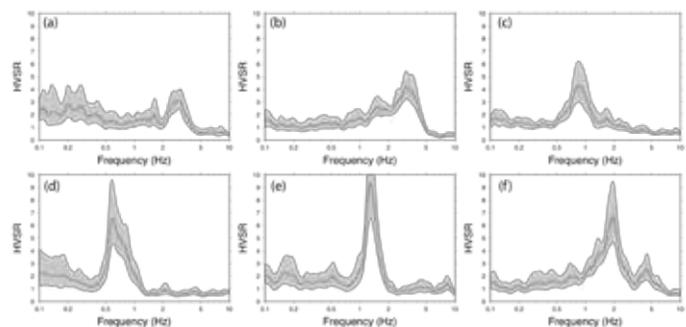


Figure 2: Classification of HVSr curves observed at Concepción

Previous studies have shown that the presence of a large HVSr amplitude peak is related to a high impedance contrast between the sedimentary cover and the basement, while a low HVSr amplitude peak is related to a lower contrast, indicating the presence of a hard soil (Woolery and Street 2002; Bonnefoy-Claudet *et al.* 2006a, 2008). In such cases, the peak observed in the HVSr is a good estimator of the predominant frequency of the soil (Tokimatsu 1997; Bonnefoy-Claudet *et al.* 2006a, 2008).

Woolery and Street (2002) interpreted the presence of more than one peak as more than one impedance contrast at depth, while Bonnefoy-Claudet *et al.* (2009) relate them to higher modes. Our data presents a 25% of measurements with low amplitude (ranging from 3 to 5, cases (a) to (c) from Figure 2) and 75% with large amplitude (greater than 5). From all of these, it is possible to estimate the predominant frequency of the soil, having 82% of the total values lower than 1.5 Hz (cases (d) and (e) from Figure 2).

SURFACE GEOLOGY

The main geomorphologic structures found in the area correspond to mountain belts formed by intrusive and sedimentary rocks that form the Concepción Basin, along with the fluvial sedimentary basin prairie formed by the Bio-Bío and Andalién rivers (Galli 1967). Few isolated hills are found within the basin, which are believed to be related to covered normal faults, trending NE (Ramírez and Vivallos 2009). The main geologic units found in the area are shown in Figure 3, corresponding to the following brief description:

Eocc: sandstones and continental lutites with coal lenses, **Kq:** calcareous sandstones with marine fossils, **La:** lake, **PzSE:** metamorphic rocks (schist, phyllite, slate), **Pzg:** granitic rocks (tonalities), **Qbt:** mud, peat, and other poorly drained materials (wetlands), **Qtc:** colluvial deposits, **Qtfa:** Andalién sands, **Qtfb:** Bío-Bío sands, **Qtm:** marine sand deposits, **Ra:** anthropic fills (artificial deposits), **Tras:** siliceous sands, **Trg:** igneous rocks (granites)

In the Greater Concepción, we found mostly Bío-Bío sands Qtfb along with artificial deposits Ra, mostly characterized by very low (0.2 to 1.0 Hz) to low (1.0 to 1.5 Hz) predominant frequencies, respectively, as shown in Figure 3. The Bío-Bío sands Qtfb are mostly fine-grained materials, with increasing silts content towards the South. The sedimentary deposit thickness ranges between 50 to 130 m (Ramírez and Vivallos 2009); while SPT geotechnical surveys show, in average 40 blows/ft, a high level of compaction for sands at 6 m depth (Inostroza 2004). Mixed fluvial deposits of the Bío-Bío and Andalién rivers are made of fine grained to medium sands with abundant silts interbedded by several lenses of colluvial clays and silts. These deposits are in average 50 m thick

and although they can have SPT values of 40 blows/ft after 7 m deep, they can also have very low SPT values (10 blows/ft) in the upper 15 m. On the other hand, artificial deposits Ra can have more than 4 m of a heterogeneous mix of organic matter, clay, debris, and other fine-grained material with different levels of compaction.

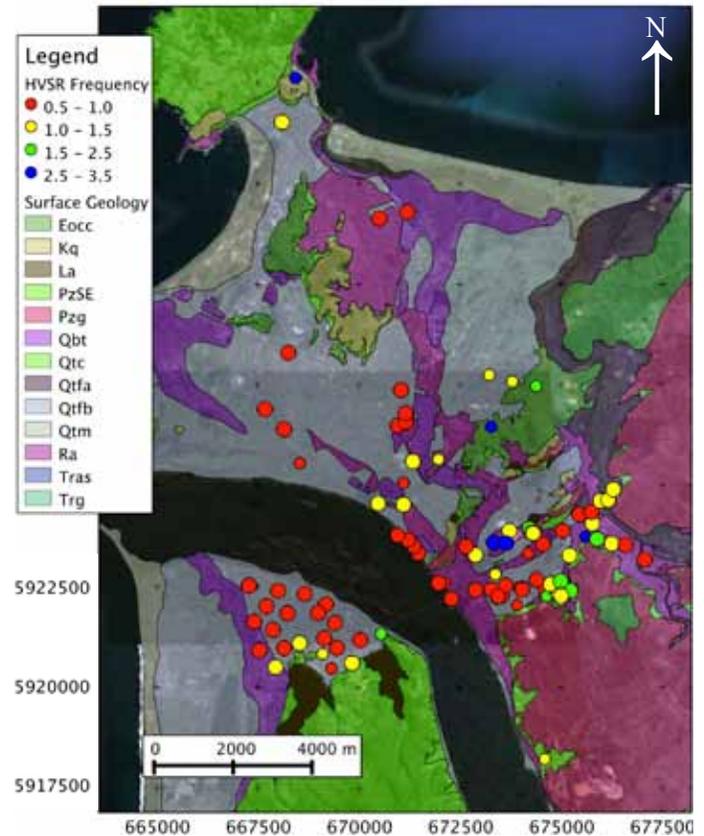


Figure 3: Surface geology of the Greater Concepción modified from Galli (1967) and Gajardo (1981). The legend is shown on the top left. Circles show the location of microtremors measurements, with the color proportional to the predominant frequency and the size to the amplitude: large circles are for measurements with HVSr peak above 5, while small circles are for peak values between 3 and 5.

Other deposits found in the area are colluvial deposits Qtc located at the foothills, which are interbedded by fluvial and aeolian sands with abundant silts. The SPT surveys show low levels of compaction, reaching values of 30 blows/ft at depths below 10 m (Inostroza 2004). Granitic rocks Pzg present heavy weathering, leading to soils with a high presence of clay.

DAMAGES CAUSED BY THE 2010 EARTHQUAKE

On February 27th, 2010, Central Chile witnessed one of the largest earthquakes ever recorded ($M_w = 8.8$) that

produced strong damage over an area of more than 400 km long (Astroza *et al.* 2010). After this large earthquake, 58 buildings in Concepción presented severe damage: 1 of them completely collapsed, 7 were on the brink of collapse, and the remaining 50 showed severe structural damage. Figure 4 shows two levels of reported damage: level 1 groups those with collapse and almost collapse and level 2 those with severe structural damage, from information given by the Municipality of Concepción. Based on these data, Ramírez and Falcón (2010) proposed the limitation of building height within Zone I of the microzonation proposed by Ramírez and Vivallos (2009), composed mainly of Bío-Bío sands Qtfb; this zone is schematically shown with dashed lines in Figure 4. This suggestion is based on the strong correlation between high intensity of observed damage and predominant periods larger than one second (Troncoso 1992) for buildings with more than 5 stories; however, further and detailed studies should be performed.

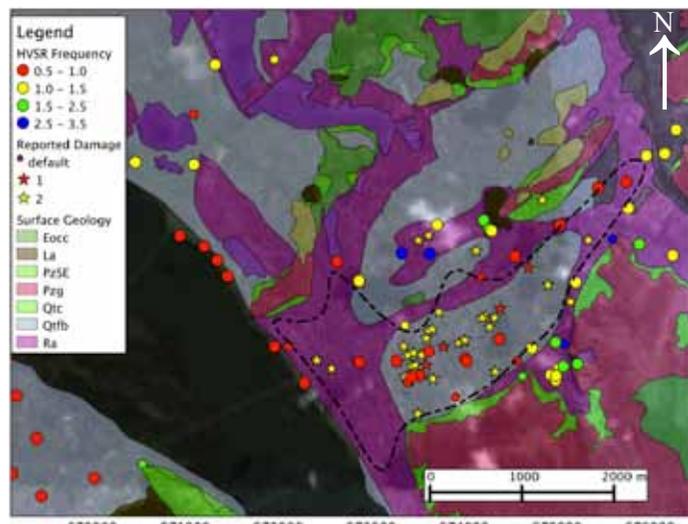


Figure 4: Surface geology of Concepción modified from Galli (1967), and the corresponding legend on the left. The stars mark the location of severely damage buildings after the Maule 2010 earthquake. Circles show the location of microtremors measurements, with the color proportional to the predominant frequency and the size to the amplitude: large circles are for measurements with HVSr peak above 5, while small circles are for peak values between 3 and 5. The dashed lines schematically marks Zone I of the microzonation proposed by Ramirez and Vivallos (2009).

The extent and intensity of damage in the Greater Concepción was very large. Figure 5 shows some examples of the inertial and liquefaction damages, widely observed

in this area, especially in wetlands Qbt and anthropic fills Ra. Further information of geotechnical and structural damages can be found for example in Verdugo *et al.* (2010) and Betanzo (2010).



Figure 5: Damages observed in the Greater Concepción after the 2010 earthquake in buildings: a) 22 floors Torre O'Higgins in Concepción centre, b) Palacio del Deporte in Talcahuano centre, c) two floor masonry structure in Carrera Street, Concepción, d) Alto Río 15 floors building toppled over showing ceiling of ground floor, Concepción centre, e) masonry house failed due to ground's lateral spreading in Lomas de San Andrés in Concepción, and evidence of liquefaction: f) silo tilted, and g), h) sand flows and ground cracks close to the Bío Bío river in Concepción.

CONCLUDING REMARKS

Damages observed after the 2010 earthquake ($M_w = 8.8$) at Concepción were very large, especially in tall buildings. This phenomenon is probably related to the local subsurface conditions, because it was observed that nearby localities (e.g. Penco and Tomé) presented a seismic intensity of 0.5 to 1.0 points lower. We performed microtremors measurements mostly in the city of Concepción and correlated with local surface geology. Our first results confirm the extensive presence of deposits of fine-grained materials characterized by low fundamental frequencies (lower than 1.0 second).

In this study, we made a robust estimation of predominant frequency from microtremors, using a 3 component, 4.5 Hz geophone, in an urban environment. Statistical analyses of the horizontal-to-vertical spectral ratio at many

subwindows were performed, looking for values that were predominant throughout most of the signal and discarding any transients, which made the estimation possible. After processing all the measurements, we were able to identify very low predominant frequency at Bío-Bío sands Q_{tfb} and the anthropic fills Ra. We believe that these low predominant frequencies are one of the contributing factors for the extensive damage observed in the area.

Although the depth and shape of the basin is likely to have a significant influence in the surface strong motion of Concepción urban area, this aspect is currently being studied by the authors and is out of the scope of this work. Preliminary work on this matter shows reasonable agreement between measured fundamental periods and rock depths.

In this study we present preliminary results of a seismic microzonation of Concepción, having a large task to complete the rest of the greater urban area, including Hualpén, Talcahuano, Chiguayante and San Pedro de la Paz. Preliminarily, we found that the local geology of Concepción shows the presence of fine-grained materials characterized by low frequencies (lower than 1.0 Hz). This feature should be compared with the remaining locations.

Acknowledgements

The authors would like to thank undergraduate students at University of Concepción, J. Alderstein, R. Bravo, P. Catalán, J. Jimenez, J. Moraga, A. Pizarro, F. Soto, and G. Spoerer for their continuous work and support in the field. The first author was funded by FONDECYT 1100551 and the second author was funded by DIUC 205.091.041-1.0. Most of the figures were made using GMT (Wessel and Smith, 1991).

REFERENCES

Astroza, M. and Monge, J. (1991). Seismic microzones in the city of Santiago. Relating damage-geological unit. *Proc 4th International Conference on Seismic Zonation*, Stanford, California, August, Vol. III, 595-601

Astroza, M., Monge, J. y Varela, J. (1989). Zonificación sísmica de la Región Metropolitana. *5as. Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Vol. 1, Santiago, Chile

Astroza, M., Cabezas, F., Moroni, M.O., Massone, L., Ruiz,

S., Parra, E., Cordero, F. y Mottadelli, S. (2010). Intensidades sísmicas en el área de daños del terremoto del 27 de febrero de 2010. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas; Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Bard, P.Y. (1998). Microtremors measurements: a tool for site effect estimation?. *Proceeding of the Second International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*, Yokohama, Japan, 3, 1251-1279

Bard, P.Y. and SESAME-Team (2005). Guidelines for the implementation for the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations-measurements, processing and interpretations. In *SESAME European research project EVG1-CT-2000-00026*, available at <http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr>

Betanzo, R. (2010). Daños estructurales y lecciones del terremoto del 27/f en el Gran Concepción. *Obras y Proyectos* 8, 59-75

Bonnefoy-Claudet, S., Cornou, C., Bard, P.Y., Cotton, F., Moczo, P., Kristek, J. and Fäh, D. (2006a). H/V ratio: a tool for site effects evaluation. Results from 1-D noise simulations. *Geophysical Journal International* 167, 827-837

Bonnefoy-Claudet, S., Cornou, C. and Bard, P.Y. (2006b). The nature of noise wavefield and its application for sites studies: A literature review. *Earth-Science Reviews* 79(3-4), 205-227

Bonnefoy-Claudet, S., Köhler, A., Cornou, C., Wathelet, M. and Bard, P. Y. (2008). Effects of Love waves on microtremor H/V ratio. *Bulletin of the Seismological Society of America* 98(1), 288-300

Bonnefoy-Claudet, S., Baize, S., Bonilla, L.F., Berge-Thierry, C., Pasten, C., Campos, J., Volant, P. and Verdugo, R. (2009). Site effect evaluation in the basin of Santiago de Chile using ambient noise measurements. *Geophysical Journal International* 176(3), 925-937

Chávez-García, F.J., Dominguez, T., Rodriguez, M. and Pérez, F. (2007). Site effects in a volcanic environment: a comparison between HVSR and array techniques at Colima, Mexico. *Bulletin of the Seismological Society of America* 97, 591-604

Field, E.H. and Jacob K.H. (1995). A comparison and test of various site-response estimation techniques, including three that are not reference-site dependent. *Bulletin of the Seismological Society of America* 84(4), 1127-1143

Galli, C. (1967). Geología urbana y suelos de fundación de Concepción y Talcahuano. Informe final del proyecto de investigación N° 75, Comisión de Investigación Científica de la Universidad de Concepción, Concepción, Chile

Gajardo, A. (1981). Hoja Concepción-Chillán, región del Bío-Bío, 1:250.000. Mapas geológicos preliminares de Chile,

Instituto de Investigaciones Geológicas

Inostroza, G. (2004). *Metodología de estratificación y zonificación de los suelos de la Comuna de Concepción, mediante la aplicación de SIG*. Memoria de Ingeniería Civil. Universidad del Bío-Bío, Concepción

Kanai, K. (1957). The requisite conditions for predominant vibration of ground. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo University*, **35**, 457-470

Konno, K. and Ohmachi, T. (1998). Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor. *Bulletin of the Seismological Society of America* **88**(1), 228-241

Lachet, C., Hatzfeld, D., Bard, P.Y., Theodulidis, N., Papaioannou, C. and Savvaidis, A. (1996). Site effects and microzonation in the city of Thessaloniki (Greece) comparison of different approaches. *Bulletin of the Seismological Society of America* **86**(6), 1692-1703

Lermo, J. and Chávez-García F.J. (1993). Site effect evaluation using spectral ratios with only one station. *Bulletin of the Seismological Society of America* **83**, 1574-1594

Leyton, F. and Ruiz, S. (2011). Comparison of the behavior of site from strong motion data of the 1985 Central Chile earthquake ($M_s = 7.8$) and microtremors measurements. *Proceedings of the 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Santiago, Chile

Leyton, F., Sepúlveda, S.A., Astroza, M., Rebolledo, S., Acevedo, P., Ruiz, S., Gonzalez, L. and Foncea, C. (2011). Seismic zonation of the Santiago Basin, Chile. *Fifth International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Santiago, Chile

Menéndez, P. (1991). *Atenuación de las intensidades del sismo del 3 de marzo de 1985 en función de la distancia a la zona de ruptura y del tipo de suelo*. Memoria de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago.

Monge, J. (1986). El sismo del 3 de marzo de 1985, Chile. CAP, Santiago, Chile.

Montessus de Ballore, F. (1915). *Historia Sísmica de los Andes Meridionales al Sur del Paralelo XVI, Quinta Parte. El Terremoto del 16 de Agosto de 1906*. Soc. Imprenta-Litografía Barcelona, Santiago, Chile.

Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimations of subsurface using microtremors on the ground surface. *Q. Rep. Railway Tech. Res. Inst. Japan* **30**, 25-33

Nakamura, Y. (1996). Real-time information systems for hazard mitigation. *Proceedings of the 10th World Conference in*

Earthquake Engineering, paper # 2134.

Nakamura, Y. (2000). Clear identification of fundamental idea of Nakamura's technique and its applications. *Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.

Nogoshi, M., and Igarashi, T. (1970). On the propagation characteristics of microtremors (part 2). *J. Seismol. Soc. Japan* **23**, 264-280 (in Japanese with English abstract)

Nogoshi, M. and Igarashi, T. (1971). On the amplitude characteristics of microtremors (part 2). *J. Seismol. Soc. Japan* **24**, 26-40 (in Japanese with English abstract)

Ramírez, P. y Vivallos, J. (2009). Microzonificación sísmica de la ciudad de Concepción-Chile. *XII Congreso Geológico Chileno*, Santiago, Chile, S3_018

Ramírez, P. y Falcón, F. (2010). Efectos geológicos del sismo del 27 de Febrero de 2010: Calidad de los suelos, gravimetría y respuesta sísmica de los suelos, en relación al catastro de Edificios colapsados y con daños severos en la ciudad de Concepción, Región del Bío-Bío. Informe Técnico Inf-Biobio-25 del Servicio Nacional de Geología y Minería, Santiago, Chile.

Susa, D. (2004). *Evaluación del peligro sísmico asociado a sismos de tipo interplaca en Chile y sur del Perú utilizando una distribución bi-paramétrica de Weibull*. Memoria de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago

Tokimatsu, K. (1997). Geotechnical site characterization using surface waves. *Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, Vol. 3, 1333-1368

Troncoso, J. (1992). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Antisísmica*. Ediciones Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile

Udwadia, F.E. and Trifunac, M.D. (1973). Comparison of earthquake and microtremor ground motion in El Centro, California. *Bulletin of the Seismological Society of America* **63**, 1227-1253

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

Wessel, P. and Smith, W.H.F. (1991). Free software helps map and display data. *EOS Trans. AGU*, **72**, 441

Woolery, E.W. and Street, R. (2002). 3D near-surface soil response from H/V ambient-noise ratios. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **22**(9-12), 865-876



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

Laboratorio de GeoMateriales

La asesoría que necesita para sus proyectos



Laboratorio de GeoMateriales UCSC



El Laboratorio de GeoMateriales es parte de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de la Santísima Concepción

Ensayos de laboratorio y en terreno

Mecánica de suelo

- Exploración
- Clasificación y propiedades índices
- Resistencia al corte, triaxial, corte directo, veleta
- Permeabilidad, compactación, consolidación

Proyectos geotécnicos

Tecnología del hormigón

- Control de calidad
- Extracción de testigos

Inspección técnica

Investigación

Alonso de Ribera 2850 Campus San Andrés Concepción

Fonos: 56 41 2345566 - 56 41 2345047 - 56 41 2345303 - Fax: 56 41 2345300 lgm@ucsc.cl

ON THE MILD AND WILD MECHANICAL ROUGHNESS OF THE LITHOSPHERE

Sobre la suave y salvaje rugosidad mecánica de la litósfera

Fecha de entrega: 12 de diciembre 2011

Fecha de aceptación: 20 de abril 2012

Gerd Gudehus

Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics, Karlsruhe Institute of Technology, Karlsruhe, Germany,
gerd.gudehus@ibf.uni-karlsruhe.de

The spatio-temporal mechanical fractality of the lithosphere can be represented by means of Lévy-statistics and fractional calculus. This novel concept is outlined with geometrical and energetic arguments. The fractality originates from the pore system and appears in displacements, stresses and seismicity. It is shown that the roughness may be neglected for the stable range, but not for critical phenomena at the verge of energetic convexity. The outline leads from rough coastlines via sand samples to tectonic chain reactions. Equations and theorems are physically interpreted without algebra and proofs.

Keywords: fractality, lithosphere, roughness

La fractalidad mecánica espacio-temporal de la litósfera puede ser representada por medio de la estadística de Lévy y cálculo fraccional. Este nuevo concepto es planteado con argumentos geométricos y energéticos. La fractalidad se origina del sistema poroso y aparece en desplazamientos, tensiones y sismicidad. Se muestra que la rugosidad podría no ser considerada en el rango estable, pero esto no es posible en fenómenos críticos al borde de convexidad energética. Este planteamiento cubre bordes costeros rugosos, muestras de arena y reacciones tectónicas en cadena. Ecuaciones y teoremas son interpretados físicamente sin la necesidad de álgebra ni pruebas.

Palabras clave: fractalidad, litósfera, rugosidad

Introduction

The external fractality of the lithosphere was discovered by Mandelbrot (1982). Rough coastlines can be reproduced in hatched magnifications of sections. The log-log plot of the minimum number N of squares needed to pave a coastline (Figure 1a) with squares versus their size d is a straight line as shown in Figure 1b. This means $N = N_r (d_r/d)^\gamma$ with reference values N_r , d_r and a fractal dimension $1 < \gamma < 2$. The self-similarity holds within bounds or cutoffs d_{min} and d_{max} . The coastline length is thus $l \approx N_r d_r (d_r/d)^{\gamma-1}$. The rough surface of a landscape can exhibit a similar fractality (Figure 2a). The minimum number N of cubes of size d needed to enclose the surface is $N = N_r (d_r/d)^{2\gamma}$ if plane cross sections exhibit γ as above. The area is thus $A \approx N_r d_r^2 (d_r/d)^{2(\gamma-1)}$. Length and area are no more extensive as without roughness, *i.e.* for $\gamma = 1$.

A rough line or surface is called monofractal if its γ is the same everywhere, otherwise multifractal. This concept works likewise for time-dependent evolutions observed at the surface of the lithosphere, *e.g.* seismograms of points or hydrograms of rivers. Mandelbrot (1999) uses the rather

poetic expression *mild and wild roughness* in case of mono or multifractality, respectively. These notions may be taken over to spatially and temporally fractal distributions of displacements and forces, *i.e.* to mechanics with roughness. This requires an objective definition of gradients and time rates although rough distributions versus site x_i and time t have no unique tangents. Corresponding objective integrals over x_i and t are needed for balances of classically extensive quantities, *viz.* mass, energy and momentum or parts of them.

Mandelbrot knew of course that landscapes are shaped by tectonics, erosion and sedimentation, but his algorithms produce at best look-alikes with roughness and do not represent mechanisms. He attributed multifractals to ‘multiplicative cascades’, but this again is mere mathematics and not yet physics. Humid sand surfaces, *e.g.* in a box or at the beach (Figure 2b), can exhibit fractality, and may substitute theoretical physical models with roughness. Scaling up model test results to bigger sizes and longer times requires a dimensional backbone from

physical theories. This is not supplied by the classical rules of similarity in case of fractality.

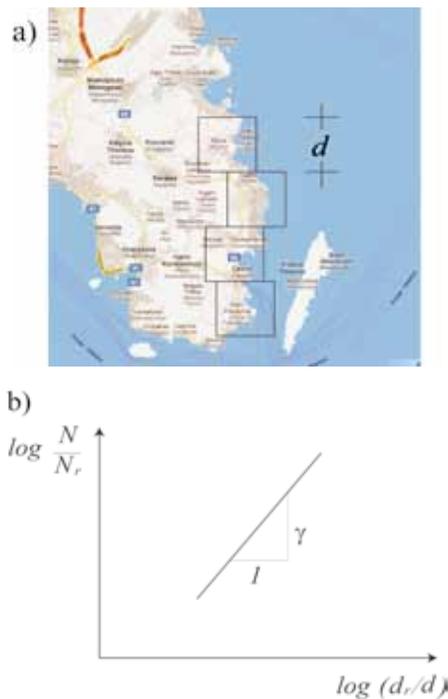


Figure 1: a) Boxes of size d covering a coastline (Attica, Greece) and b) number of boxes versus reciprocal value of their size (qualitative)

The *internal fractality* of lithosphere sections - or of small-scale substitutes - is not as thoroughly visible as the external one, boreholes and sensors give at best fragmentary hints. Natural pore systems ($\pi\omega\rho\omicron\varsigma = passage$) appear to be fractal. Their monofractality can be explained by means of rather fictitious data (see in the next section). Systems of tectonic faults, which are more porous than their vicinity, exhibit self-similarity in hatched sections. This kind of fractality is likewise observed in model tests and hypoplastic simulations as shown in Figure 3 (Gudehus 2011). The non-uniformity of groundwater flow points also to fractal pore systems (the permeability is proportional to the square of the pore size). It appears that the complete lithosphere, *i.e.* from its free surface down to the Moho discontinuity, has a fractal pore system, of course with lower pore fractions for higher pressures and temperatures.

Spatial distributions of internal pressures and stresses exhibit likewise fractality. This *force-roughness* plays already a role for soil samples, when one tries to capture it by hidden variables like back stress or intergranular strain

(Gudehus 2011).

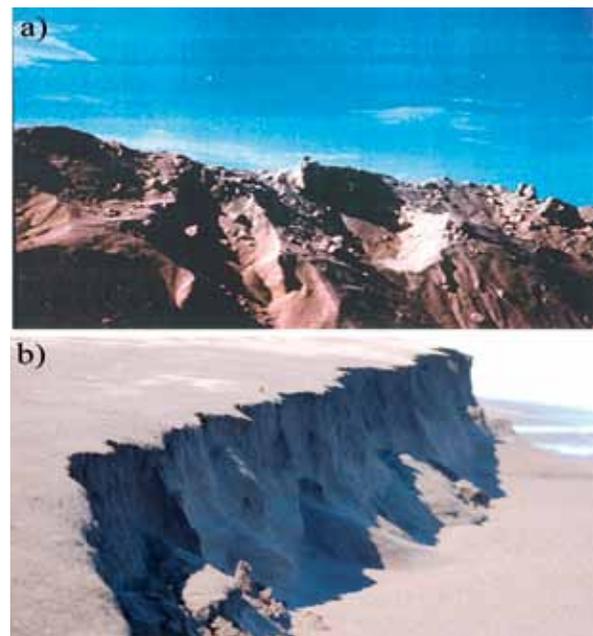


Figure 2: Fractal sand structures of *ca.* 0.3 m height at the beach, a) mountain ridge (photo R. Gudehus) and b) cliff (photo M. Poblete)

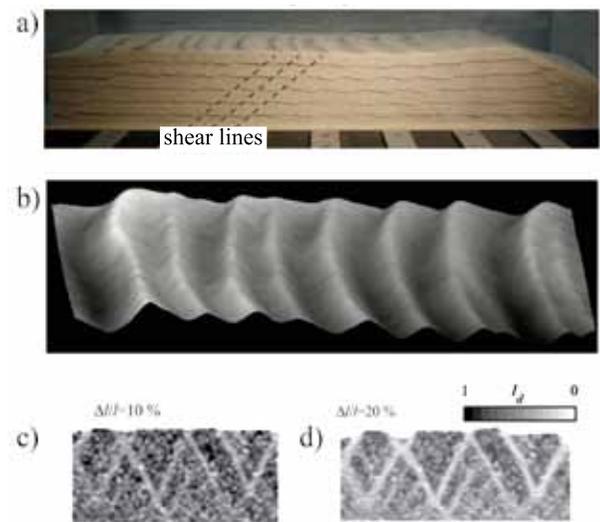


Figure 3: a), b) Patterns of shear bands in a model setup and c), d) in two steps of a simulation (Gudehus 2011)

Such approaches are not explicitly fractal, but tacitly scale-independent within reasonable bounds. The force-roughness is known from model tests and building sites with sand, it causes an indeterminacy of structural forces in or at the ground. It is more marked for rocks so that stresses at samples or structures *in situ* can hardly be determined.

The world stress map of the lithosphere exhibits spatial fluctuations with wavelengths from *ca.* 1 km to 1000 km (Heidbach *et al.* 2010). Stresses in the lithosphere are estimated by means of borehole measurements and plate tectonics. Several decades of fluctuation lengths suggest fractality, certainly multifractality in connection with which convection cycles of the asthenosphere impose some order to the lithosphere.

The force-roughness can be frozen for a while in stable sections of the lithosphere (what that means will be explained later on). Changes at boundaries - from above, below or aside - lead to changes of position and state of lithosphere sections or its small substitutes. Apart from smooth and rather slow changes due to thermal activation, such changes are jerky and accompanied by seismicity. The *sound-roughness* is audible as crackling of soil and rock samples, and more dramatically with breaking structures at or in the ground. Earthquakes exhibit similar emissions with lower frequencies due to bigger extensions. The spectra are often simplified as $1/f$ noise, this notion is also used by Mandelbrot (1999) if the slope in a log-log spectrum diverges from -1 and indicates fractality. One may understand force-roughness as latent sound-roughness, and would like to know when and how the latter arises.

The *dynamics of the lithosphere* is evidently multifractal and so complex that at best sections or substitutes of them can be captured by mechanical models. Initial states are inevitably partly subjective, and an additional indeterminacy arises from arbitrary boundaries separating near-fields from far-fields (Gudehus 2011). The interplay of thermal and seismic activations depends on space and time scales and it should not be separated from the fractality. Gain and loss of stability is evidently a key issue, but the treatment of it with fractality poses open questions. *Critical phenomena* with pattern formation and chaos for geo-matter were first considered with minute sand avalanches (Bak *et al.* 1987). Similar attempts were made with fractals in structural geology (Turcotte 1997) and rock mechanics (Xie 1993).

Recently, Gudehus and Touplikiotis (2012) proposed a more comprehensive approach by means of the *fractional*

calculus, and a more mathematical paper on fractional stability is underway (Gorenflo *et al.* 2012). The present paper is less mathematical, however, it employs further physical arguments. First, the transition from fractal and Lévy-type distributions to fractional balances is outlined with the focus on geo-matter. Second, attenuation and subordination are introduced for fractionally uniform zones and indicated beyond. Third, the quasi-local loss of stability and then with chain reactions of increasing size are presented. Fourth, the interplay of seismic and thermal interactions is touched. Finally, conclusions with summary and outlook complete this more qualitative than quantitative paper.

From fractals to fractional balances

Consider the *fractal pore system* of an idealized layer as shown in Figure 4. Straight lines cut solid and void fractions in such a way that hatched magnifications exhibit a similar rough sequence (Figure 4a). The solid mass m in a cube of size d yields a straight log-log plot (Figure 4b) with reference values m_r , d_r and a fractal dimension *ca.* $0.9 < \beta < 1$ instead of $\beta = 1$ without roughness. This holds within cutoffs d_{min} near a rock fraction size and d_{max} below the layer thickness h . The solid fraction is thus $n_s = n_r (d/d_r)^{\beta-1}$ for lines, $n_s = n_r (d/d_r)^{2(\beta-1)}$ for areas and $n_s = n_r (d/d_r)^{3(\beta-1)}$ for volumes, whereas $n_s = n_r$ holds in the classical approach ($\beta = 1$) by Monge (Guyon and Troadec 1994).

A log-log histogram of numbers N_p of pores with size d_p yields a straight line section with slope -3β , Figure 4c. This corresponds to the major part of a *skew stable Lévy-distribution* (Sato 1999). More precisely speaking, such a probability distribution comes close to a power-law in the falling branch. It is called stable since any sum of independent random values with such a distribution has the same kind of distribution. This uncommon central limit theorem holds strictly without cutoffs, but then mean values and higher moments diverge. There is no divergence with cutoffs, and random sums tend again to such distributions except for extremely big numbers (Mantegna and Stanley 1994). Such distributions can arise from successive fragmentation or agglomeration, *e.g.* sizes of grown-up animals from microbes to giants in habitats can exhibit them.

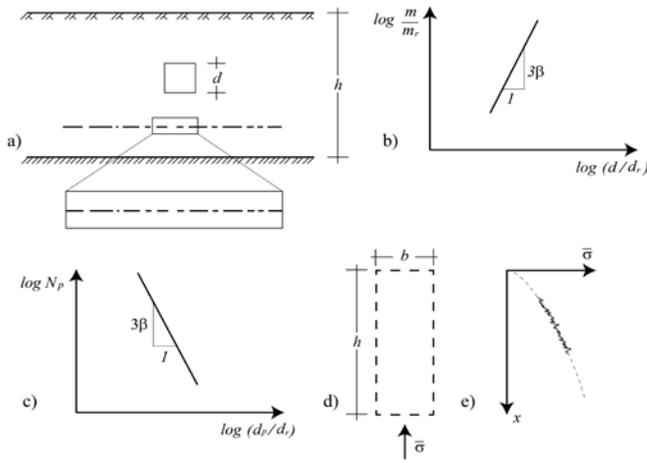


Figure 4: a) Layer with fractal pore system, b) solid mass of cubes, c) number of pores versus size, d) prism in the layer and e) vertical stress by weight versus depth

Vertical pressures *by weight* in fractally porous layers can be calculated by adding up the solid volumes of cubes, multiplying by specific gravity $g\rho_s$ and dividing by the base area. Figure 4d shows that a prism of height h and cross section b^2 has thus

$$\sigma = g\rho_s n_r \frac{d_r^3}{b^2} \left(\frac{b}{d_r}\right)^{2\beta} \left(\frac{h}{d_r}\right)^\beta \quad (1)$$

The pressure σ for a given depth decreases with increasing b , whereas without roughness ($\beta = 1$), $\sigma = g\rho_s n_s h$, i.e. σ is independent of b . The fractality ($\beta < 1$) requires a reference length d_r and holds within cutoffs. Transition from addition of cubes to integration leads to the *fractional integral*

$$\lambda = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_0^\xi (\xi - \chi)^{\beta-1} \mu d\chi \quad (2)$$

with $\lambda \equiv \sigma/(\rho_s n_r d_r)$, $\xi \equiv x/d_r$, and $\mu = 1$. Applying (2) for $x = x_1$ from 0 to h , and again for $x = x_2 = x_3$ from 0 to b , leads to (1).

More generally speaking, the Riemann integral over a fractal distribution is equivalent to a fractional integral (Ren *et al.* 2003). The latter is a generalization of Cauchy's formula for multiple integrals to repeated integration of fractional degree α (Gorenflo and Mainardi 2000). It requires the Gamma function Γ and dimensionless variables, e.g. by means of a reference length d_r . With fractal uniformity (1)

and (2) indicate that the weight is no more extensive as without roughness (*cf.* length and area in the Introduction). We call quantities *fractionally extensive* which would be extensive (in Rankine's sense) without spatial roughness, but they have to be expressed by fractional integrals with it. Cutoffs can be applied using expression (2) as well as (1) by keeping b within d_{min} and $d_{max} < h$.

The inversion of (2) reads $d^\beta \lambda / d \zeta^\beta = \mu$ with a *fractional derivative*. This may be understood as a weighted average of secants for different section lengths, or as an objective gradient of a fractal distribution by means of the Gamma function and a reference length for normalization. This gradient is no more local in the classical continuum sense, but refers to a point in the fractional image of roughness. In the case considered here the fractal distribution represents the internal force-roughness by weight (Figure 4e). More precisely $D_\alpha \lambda$ with a specified operator D_α can be written instead of $d^\alpha \lambda / d \zeta^\alpha$, this is needed for algebraic operations (Gorenflo and Mainardi 2000).

Turning to *temporal fractality*, we consider now a fractally uniform cubical range of jammed rock fractions. The latter may be grains or more densely packed pieces of rock. They constitute a perfect sample without deviations from fractal uniformity along the boundaries. We consider evolutions of spatial averages with time t , keeping in mind that spatial distributions are fractal so that classically extensive quantities are fractionally extensive as outlined above for weight. Imagine non-disturbing sensors which indicate seismicity, stress and shape of our cube. Figure 5 shows idealized plots of microseismic bursts and simultaneous sudden changes of stress and shape. This may be concluded from triaxial tests with dry hard-grained samples, confined by a membrane under constant pressure (Gudehus and Touplikiotis 2012). Slow axial loading causes audible microseismic bursts, and almost simultaneous changes of overall state and shape as long as the travel times of microseismic waves within our cube are much shorter than the intervals between seismic bursts.

Cube-averaged extensive properties X_i , in particular seismic energy, boundary forces (expressed by stress components) and lengths (changing by deformation) exhibit the same temporal fractality. Although the temporal

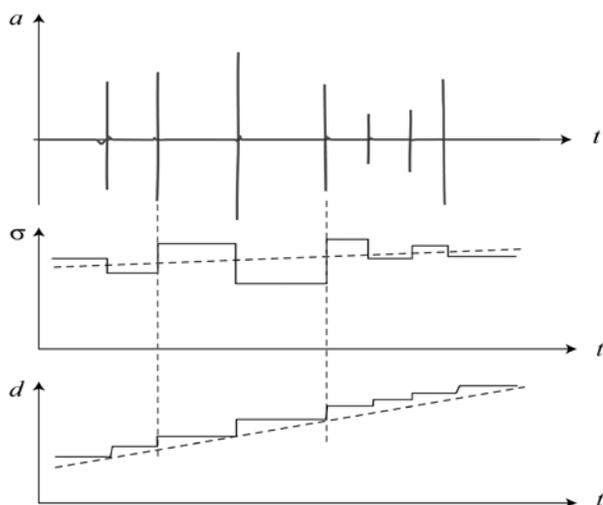


Figure 5: Schematic fractal evolution of averages of a cubical zone of jammed grains, a) seismicity, b) stress and c) shape

fluctuations have different intensities box-counting as in Figure 1, would thus yield the same fractal dimension. This justifies fractional balance equations

$$\frac{d^\alpha(X_i/X_{ir})}{d(t/t_r)^\alpha} = -\kappa_i X_i/X_{ir} + \mu_i \quad (3)$$

with reference quantities X_{ir} and t_r , a loss factor κ_i and an input μ_i . X_i dwindles with constant κ_i and $\mu_i = 0$, monotonously for $0 < \alpha < 1$ and with oscillations for $1 < \alpha < 2$. For a constant μ and *ca.* $0.8 < \alpha < 1$ our X_i/X_{ir} tends to μ . For harmonic $\mu(t/t_r)$ the term X_i/X_{ir} becomes periodic (harmonic for $\alpha = 1$ or 2). Comparing such asymptotic solutions with observed attractors can serve to estimate α , κ_i and μ_i (Gudehus and Touplikiotis 2012). Expression (3) works only for increasing t , this may be attributed to causality for dissipative evolutions.

Balance equations like (3) are *coupled* by means of X_i -dependent κ_i and μ_i . In an economic sense they express that the capital of market partners varies fractally with time by capital-dependent loss, and by input or output among each other and with the surroundings. For our idealized cube of jammed rock fractions coupled balances refer to shape and energies (elastic, seismic and thermal). This will be partly outlined later on and balances of extensive quantities will already be treated in the sequel. Coupled balances like (3) can be transformed to classical, *i.e.* non-fractional ones by means of fractional time stretching. This means that

t is transformed so that fractional integrals change into ordinary ones, and it is justified for the stable range with *ca.* $0.9 < \alpha < 1$.

Spatio-temporal balances of fractionally extensive quantities X_i can in simple cases be written as

$$\frac{\partial^\alpha(X_i/X_{ir})}{\partial(t/t_r)^\alpha} = \kappa_i \frac{\partial^\beta(X_i/X_{ir})}{\partial(x_j/d_r)^\beta} + \mu_i \quad (4)$$

with reference quantities X_{ir} , t_r , d_r , and fractalities α , β as outlined further above and summation over j for fractional gradients. Expression (4) represents a balance for a section of space-time with fractal distribution. The loss term with κ_i does not need to be proportional to the fractional gradient of X_i as written for simplicity in (4). In addition to shape and energies as for fractally uniform cubes, balanced quantities are mass and momentum, both are conserved for sums of constituents.

We assume *isofractality*, *i.e.* $\alpha = \beta$. This is justified by the same narrow range of α and β and by the spatio-temporal coupling via microseismic elastic waves. The latter suggests $d_r/t_r = c_s$ with the velocity of elastic shear waves c_s for isotropic states. With higher void ratios and lower pressures α decreases, which depends also on mineral and temperature. Apart from this moderate multifractality (see more in subsequent sections) one can transform (4) into non-fractional balances by means of a fractional space-time stretching (Gudehus and Touplikiotis 2012). This is justified for the stable regime with the narrow range of α .

Attenuation and subordination

As proposed by Gudehus (2010) for sand, we assume the specific elastic energy

$$w_e = ah_s \Delta^\nu \left(1 + \frac{b\Theta^2}{\Delta^2} \right) \quad (5)$$

for jammed grains or rock fractions. Therein Δ and Θ denote invariant volumetric and deviatoric elastic deformations. The solid hardness h_s and the exponent $\nu \approx 3$ depend on mineral and particle shape, the factors a and b depend on the porosity. Mean pressure and root mean square shear stress are energy- conjugated via $p = \partial w_e / \partial \Delta$

and $\tau = \partial w_e / \partial \Theta$. These first and second invariants can be related with components σ_{ij} and ϵ_{ij}^e , third invariants could also be taken into account.

Small deviations of stress and elastic strain from an equilibrium are captured by the *hypoelastic* relation

$$\delta\sigma_{ij} = \frac{\partial^2 w_e}{\partial \epsilon_{ij}^e \partial \epsilon_{kl}^e} \delta\epsilon_{kl}^e \quad (6)$$

with summation in kl . Using invariants this linearization implies the quadratic form

$$\delta^2 w_e \equiv \frac{\partial^2 w_e}{\partial \Delta^2} (\delta\Delta)^2 + 2 \frac{\partial^2 w_e}{\partial \Delta \partial \Theta} \delta\Delta \delta\Theta + \frac{\partial^2 w_e}{\partial \Theta^2} (\delta\Theta)^2 \quad (7)$$

which describes second-order changes of w_e for small variations of Δ and Θ . Equilibrium states, *i.e.* $\delta w_e = 0$ with $\delta^2 w_e > 0$, are stable as any deviation requires additional energy. Then $\delta^2 w_e > 0$ holds also with components, *i.e.* $\delta\sigma_{ij} \delta\epsilon_{ij}^e > 0$ with summation in ij .

We consider now a fractally uniform zone with *hypoelastic deviations* from a stable equilibrium. Fractal uniformity means that stress σ_{ij} and elastic strain ϵ_{ij}^e at equilibrium have no fractional gradients. Both have the same fractality due to $\sigma_{ij} = \partial w_e / \partial \epsilon_{ij}^e$. With iso fractality as presented in the previous section, a small deviation of position u_i implies a velocity

$$\frac{v_i}{c_s} = \frac{\partial^\alpha (u_i / d_r)}{\partial (t / t_r)^\alpha} \quad (8)$$

and the deformation

$$\epsilon_{ij} = 0.5 \left[\frac{\partial^\alpha (u_i / d_r)}{\partial (x_j / d_r)^\alpha} + \frac{\partial^\alpha (u_j / d_r)}{\partial (x_i / d_r)^\alpha} \right] \quad (9)$$

These are fractional representations of fractal distributions with dimensionless quantities for metric correctness.

The balance of momentum reads

$$\frac{n_r \rho_s d_r}{h_s} \frac{\partial^\alpha (v_i / c_s)}{\partial (t / t_r)^\alpha} = \frac{\partial^\alpha (\delta\sigma_{ij} / h_s)}{\partial (x_j / d_r)^\alpha} \quad (10)$$

with normalization as further above and summation in j . It expresses the conservation of momentum with fractality as by (4) without input as small deviations do not change

the weight. Insertion of (6), (8) and (9) into (10) yields the *fractional wave equation*

$$\frac{n_r \rho_s d_r}{h_s} \frac{\partial^{2\alpha} (u_i / d_r)}{\partial (t / t_r)^{2\alpha}} = \frac{\partial^2 (w_e / h_s)}{\partial \epsilon_{ij}^e \partial \epsilon_{kl}^e} \frac{\partial^{2\alpha} (u_j / d_r)}{\partial (u_k / d_r)^\alpha \partial (u_l / d_r)^\alpha} \quad (11)$$

with summation in j and kl . Without roughness, *i.e.* $\alpha = 1$, and with $w_e = a\Delta^2 + b\Theta^2$, (11) is reduced to the classical wave equation for isotropic linear elasticity. With $\alpha = 1$, w_e by (5) and $\nu = 2.5$, expression (11) was analyzed by means of the classical ansatz $u_i \propto \exp(\omega t + kx_i)$, leading to realistic stress- and porosity-dependent wave velocities of granular samples in the stable range (Mayer and Liu 2010).

The vectorial fractional differential equation (11) is not given in the literature. Only scalar special versions, which can be derived by confining to isotropic states (Gudehus and Touplikiotis 2012), have been solved for certain initial and boundary conditions (Mainardi and Tomoirotti 1997). They reveal a hysteretic damping for the hypoelastic range which would be missed by spatio-temporal stretching so that (11) is simplified with $\alpha = 1$ to the version of Mayer and Liu (2010). A novel solution of (11) was obtained with simultaneous Laplace and Fourier transformations and Green functions (Gorenflo *et al.* 2012). Other than without roughness, whereby a classical ansatz leads to an eigenvalue problem as mentioned above, a *fractional eigenvalue* problem is only obtained with integral transformations. For the stable range all eigenvalues are real so that propagations can occur. However, due to the fractality elastic waves are no more sinusoidal and dissipation occurs since any wave generates smaller irregular ones. Extended exponential functions, which were proposed by Mittag-Leffler 100 years ago, provide an orthogonal base.

Without fractality hypoelastic oscillations would last forever and could be decomposed into harmonics or eigenmodes. There are no harmonics with fractality, but with stability the wave equation dictates a characteristic autogeneous dwindling after an initial disturbance. It can be proven (Gorenflo *et al.* 2012) that the power-law spectrum of an initial seismicity experiences a downward and rightward shift in the log-log plot (Figure 6). The amplitudes fade with t by power-laws as all wave fractions induce erratic oscillations with higher frequencies due to

the fractal pore system. This kind of *attenuation* works as an autogeneous attractor for different initial seismicities and is characteristic of stable states with fractality. This works already for the hypoelastic range and without gradients. With them the attenuation is enhanced by radiation. With dissipative dislocations the attenuation after an initial small disturbance is faster than hypoelastic and leaves back a small change of position and state, whereas it would not cause any trace without roughness.

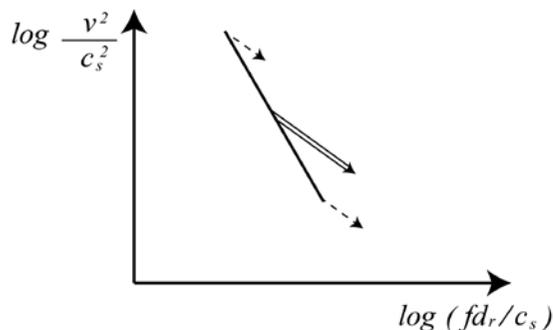


Figure 6: Initial seismic spectrum and shift (arrow) by attenuation in the stable range

A cubical fractally uniform zone of jammed grains may now be deformed monotonously from a stable state of rest. After a hypoelastic onset microseismicity arises with an intensity T_s which may be named *seismocrasy* (Gudehus 2010). This name corresponds to the Greek ‘thermocrazy’ for temperature and is more suitable than ‘granular temperature’. As without roughness the specific seismic energy is $w_s \propto T_s^2$ for assuring the stability of seismodynamic equilibria without elastic strain (Gudehus *et al.* 2010). For $T_s > 0$ the elastic stress $\sigma_{ij}^e = \partial w_e / \partial \epsilon_{ij}$ deviates from the Cauchy stress $\sigma_{ij} = (1 - \alpha_s) \sigma_{ij}^e$ with a T_s -dependent factor $0 < \alpha_s < 0.8$ as the grain contacts are jiggling. The elastic strain is augmented by overall stretching and reduced by seismically activated relaxation.

Better than with the classical calculus, the balance equations can be written as in (3) for temporal fractality (Gudehus and Touplikiotis 2012). They are coupled via T_s and state that

- the seismic energy rises by average relative velocities of grains and dwindles by transition into heat,
- the elastic energy rises by changes of shape and dwindles by seismic relaxation.

Monotonous deformations with fractional rate D lead to $T_s \propto D$ and to fractionally *hypoplastic* changes of σ_{ij} . This *subordination*, which is characterized by a monotonous exogeneous attractor (Gudehus 2010), works in the stable range. It can be reduced for non-fractional hypoplastic relations by fractional time-stretching (Gudehus and Touplikiotis 2012). Subordination implies rate-independence.

One may argue that the additional effort of using the fractional calculus is not worth it if it turns out that it is not needed. Well, not really, because the mechanical roughness is real and should not just be ignored. With the above argument the success of non-fractional models is further justified in spite of fractality for the stable range (but not otherwise, see next section). The argument works also for evolutions with *pulsating seismicity* in the stable range, *i.e.* for subordinations which imply pulsations of T_s . The behavior is then intermittently hypoelastic and hypoplastic with likewise rate-independent transitions. This kind of subordination is characterized by cyclic exogeneous attractors (Gudehus 2011). Fractional time-stretching leads to non-fractional equations which produce realistic attractors (Gudehus *et al.* 2010). This means that hidden variables like back stress or intergranular strain for the internal force-roughness are not needed in energy-based models in spite of the actual fractality. This helps in particular for cumulative effects (Gudehus 2010) and for rather fractal driven variations of T_s .

A kind of *quantum seismodynamics* is desirable for explaining the microseismicity during subordinations of cubical zones of jammed grains. The acoustic emission indicates *seismons*, *i.e.* seismic monads (Gudehus 2010), with a truncated power-law spectrum. These can be attributed to successive bursts of fractally distributed groups of grains which are jammed up to the stability limit. In the stable range seismons have randomly distributed polarizations, but other than with phonons for thermal oscillations the seismic energy is not conserved and not Gauss-like partitioned. The fractional Schrödinger equation

$$e^{i\pi\alpha} \frac{\partial^\alpha \Psi}{\partial (t/t_r)^\alpha} = \frac{-2m}{n_r \rho_s d_r^3} \frac{\partial^{2\alpha} \Psi}{\partial (x_i/d_r)^\alpha \partial (x_i/d_r)^\alpha} + V \left(\frac{x_i}{d_r} \right)^\alpha \Psi \quad (12)$$

yields the probability density $\Psi\Psi^*$ of seisms with mass m and potential V . Like its precursor for particles (Laskin 2000), expression (12) yields truncated Lévy-spectra by means of Laplace and Fourier transformations. This suits to the stability of Lévy-distributions and the truncated fractality of microseismic bursts. The original Schrödinger equation, *i.e.* (12) with $\alpha = 1$, yields much richer discrete spectra. The matter becomes more intricate with critical phenomena (next section).

Subordination in the large can occur in lithosphere sections, or in small substitutes at beaches or building sites or in model setups. It requires stability and excludes thermal activation (see last section). Coupled fractional balance equations such as (4) may then be reduced to non-fractional ones by fractional space-time stretching (as in previous section). This can suffice for the *mild subcritical roughness* with *ca.* $0.9 < \alpha < 1$ for suitably chosen regions. Relics of former critical phenomena (next section) cause an inevitable indeterminacy which is linked with rather vague notions such as fabric and inherent anisotropy. The indeterminacy can be reduced sometimes by means of attractors in the large (Gudehus 2011), which constitute a subordination in suitable soil regions.

The issue is more complex with rock and with bigger sections of the lithosphere. The mechanical roughness is apparently wilder for building sites and mines, this can be attributed to spatially variable cutoffs from previous critical phenomena and implies more indeterminacy than with soil. Fault patterns in the lithosphere are evidently multifractal and can lead to further critical phenomena (next section). Cases of coarse-graining may still correspond to subordination of the earth crust by magma convection below, but even in those cases seismic features of interest can at best be crudely estimated.

Loss of stability and chain reactions

Consider a fault system with a fractionally uniform zone at the verge of energetic convexity as shown in Figure 7a. This may represent a fractal fault zone with negligible fractional gradients at the verge of stability. One may imagine a zone in a fault system which is critical in a range with much smaller size than its depth. This specification is inevitably imprecise, an interpretation will be offered

further below. Fractional uniformity means in particular that the stress tensor has the same alignment throughout our zone. Criticality with the simplest reasonable specific energy w_e by (5) means that w_e has a *chair-point* for the Coulomb condition $\tau^2/p^2 = 2b/(v - 2)$ (see Figure 7b). Then an increasing part of the elastic energy becomes kinetic for a one-sided section of elastic strain deviations.

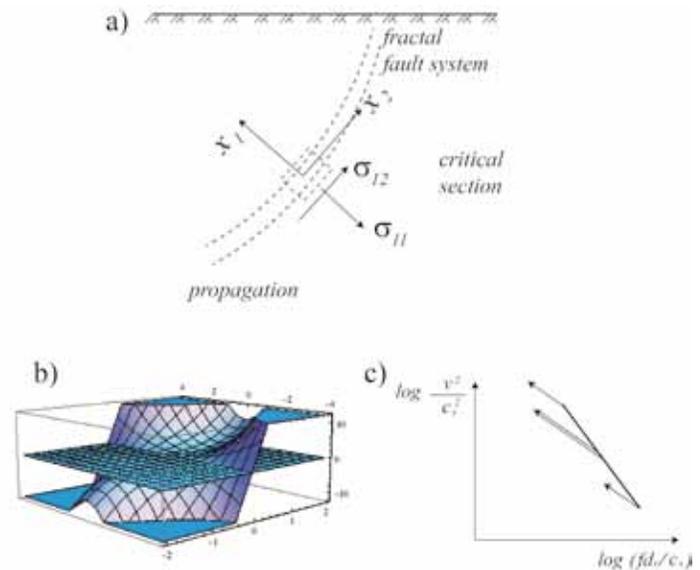


Figure 7: a) Critical zone of a fault system, b) elastic energy surface with tangent plane at the verge of convexity and c) spontaneous spectral shift of seismicity

The condition $\delta^2 w_e = 0$ by (7) can be translated into Cartesian stress and strain components. It means a linear dependence of the hypoelastic compliances, *i.e.* $\det \partial^2 w_e / \partial c_{ij}^e \partial c_{kl}^e = 0$. Thus the fractional wave equation (11) *degenerates* as propagations are impossible for the sector with $\partial^2 w_e < 0$. Instead, one-sided waves in this sector increase spontaneously at the expense of w_e . Combined Laplace and Fourier transformation with Green functions (Gorenflo *et al.* 2012) then produces a shift of an initial truncated power-law spectrum to the left and upwards as can be observed in Figure 7c. In other words, at a critical point an initial seismicity grows by the same factors for wave-length and -height throughout the wave package.

As for attenuations (previous section) the elastic strain components change with such a ratio that the loss of w_e is maximal. With two invariants and w_e by (5) this means that the spontaneous deviation from a chair point follows the steepest descent. This can be interpreted as maximal rate of entropy production due to the positive feedback of

seismons (Gudehus 2010). The Lévy-spectrum exhibits a slight rightwards rotation of the log-log plot, but this kind of *seismogenesis* is still a stable Lévy-process. If the initial weak seismicity is not Lévy-like it is there with the named magnification so that one can speak of an autogeneous strange attractor (Gudehus 2011; Gorenflo *et al.* 2012).

The same spectral shift is also obtained with further degrees of freedom. The simplest model has only two invariants and two different stress components, one can incorporate a third invariant and a less symmetric stress state. One could extend the approach with polar quantities which arise from shear banding, this implies gradients which will be discussed below. One could also incorporate the extension of cracks by means of surface integrals (Budiansky and Rice 1973), and could include sorption energies for cracks (Rice 1978). The path-independent integrals enable energy balances for fractal crack systems, including critical points in the energetic sense of Griffith (1921). *Fractional critical phenomena* engulf thus the verge of energetic convexity and fractal distributions. This was addressed already in an overview paper on the mechanics of natural solids (Gudehus 2009), therein convexity was called concavity by considering an energy landscape from above, not from below as in mathematics and theoretical physics.

This approach is apparently insufficient as critical zones cannot exist with any extension due to their instability. One should instead imagine *seismic reaction fronts* which propagate to a certain extent. The front is fractal as with a forest fire or with irregular dominoes standing on a table. The reaction (*e.g.* burning or overturning) occurs in the front with a rather fuzzy extension, it leaves back a stable dead zone and propagates as long as a reaction in the zone ahead is triggered by the propagation. A chain reaction in a fractal fault zone propagates as long as the part ahead of the front is nearly critical so that the stress redistribution due to the collapse in the front leads to critical points immediately ahead.

One may try to extend Hadamard's concept of propagating discontinuities to fractional models of fractal evolutions with reaction fronts, but this will be mathematically difficult. Instead and less strictly, one can estimate the rate of propagation via a *gradient-delayed collapse*. This

means that any critical zone has gradients of state towards its non-critical vicinity which reduce the rate of extension of seismic waves due to sideways radiation (Gorenflo *et al.* 2012). The rate of extension can be reduced to zero, then the propagation is stuck. The upper cutoff bounds the rate of extension, this is an estimate of the propagation velocity of the seismic reaction front. This estimate is crude as it stems from a fractional image of a fractal reality, since gradients are fractional and can at best be estimated, as well as fractional balances for a reaction front are partly represented.

Consider real earthquakes for illustration. The 9.5 moment magnitude earthquake in Valdivia, Chile of 1960, is still the biggest ever recorded, involved roughly 20 m dislocation in a subduction zone of *ca.* 1000 km long and roughly 100 km deep within *ca.* 1000 s. This means that the propagation of a seismic reaction front with up to *ca.* 1 km/s horizontally and 100 m/s vertically which came to an end farther off. In our fractional image a seismic chain reaction started somewhere near the surface and propagated with fractional speeds (in the sense of (8)) of the indicated order of magnitude. This represents a fractal reality, *i.e.* the extension of the critical zone and its propagation are rather fuzzy. The mechanism may be called a *seismic soliton*, in Mandelbrot's (1999) terms it means a transition from mild to wild roughness. The propagation could principally be recorded by suitably placed seismometers, and simulated by means of coupled fractional balances. Opaqueness and multifractality of the lithosphere delimit validations, but at least observed Lévy-spectra support our approach.

Data from other earthquakes could enable a sort of calibration, but this would be premature as our model should first be extended for further degrees of freedom (indicated above) and for thermal activation (next section). The Gutenberg-Richter rule confirms the Lévy-stability for any kind of superposition. The usual localization of active faults by means of P-waves (Hyndman and Hyndman 2009) could be improved by means of the actual fractality. Other than Burridge-Knopoff models (Cartwright *et al.* 1997), which are tectonically and tribologically over-simplified, our source mechanism is energetically sound and engulfs the real fractality. We concede that the real multifractality, which prevails due to earlier critical phenomena and arises

again at critical points, is not yet properly captured. The narrow range *ca.* $0.9 < \alpha < 1$, however, would require only a minor correction of balances. What counts more is the strong variation of cutoffs and minerals; both could principally be taken into account, but the lack of data will always require hypothetic completions.

A recent work by Silva Bustos (2008) may serve for illustration. A cross section with seismic sources indicates that a subduction is a fractal fault system so that its extension cannot be precisely determined (Figure 8). The depicted sources were localized from arrivals of waves in several earthquakes, but many minor sources cannot yet be localized. Thus the fractality of the subduction zone is but roughly represented. It appears that seismic solitons were stuck after running from the outcrop *ca.* 200 km downwards. It will be difficult to localize moving seismic sources because of the fractal indeterminacy.

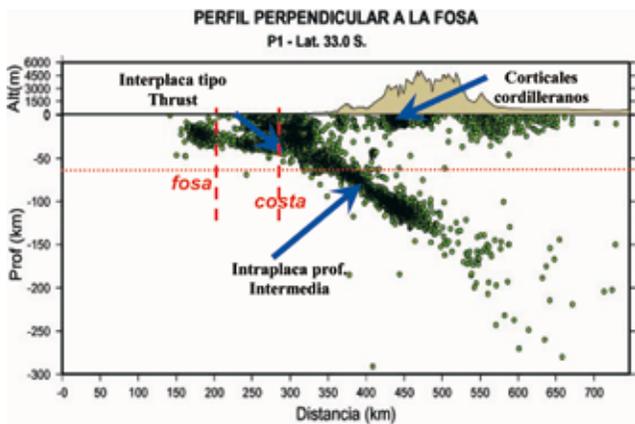


Figure 8: Cross section of Chile in the latitude 33°S with subduction and seismic sources (Silva Bustos 2008)

A log-log-plot of number N versus magnitude M_s of seismic events shown in Figure 9, confirms the Gutenberg-Richter rule. It suits to the reproduction of Lévy-spectra by weighted additions as the seismic energy E_s follows $\log E_s \approx M_s + 4.8$ empirically (Hyndman and Hyndman 2009). In other words, Gutenberg-Richter plots are a consequence of balances with fractality and energetics at critical points (Gorenflo *et al.* 2012). The different slopes indicate a slight variation of fractality in our sense. This is not strictly valid as the usual determination of M_s and E_s is metrically imprecise with fractality, but could be improved by means of the fractional calculus. As indicated further above this

argument holds also true with new ruptures which require a Griffith-type and not a Coulomb-type verge of convexity.

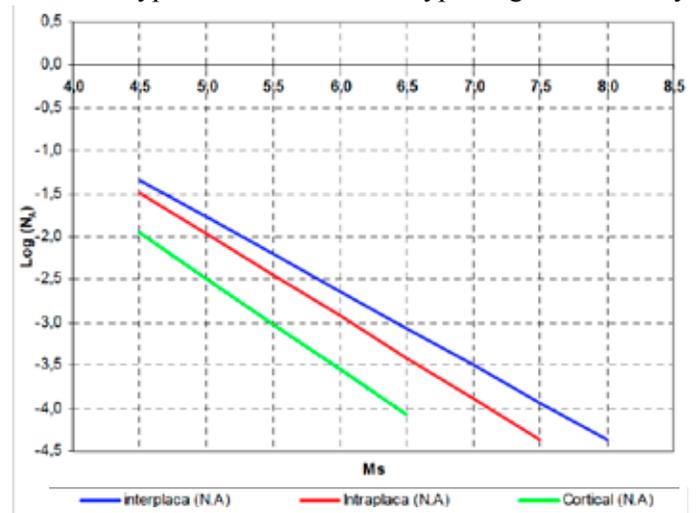


Figure 9: Seismicity of Chile in a Gutenberg-Richter plot (Silva Bustos 2008)

The *lithosphere dynamics* implies further critical phenomena than just seismic chain reactions. One is the original freezing and cracking, a second one is presumably related with the Moho discontinuity. Slow tectonics with formation and modification of faults is more complex if it is accompanied by earthquakes, and is multifractal anyway. Outbursts of pore fluid and gas mean cold volcanism, A.v. Humboldt noticed already its relation with faults. Bigger *magmaic chain reactions* ($\mu\epsilon\gamma\mu\alpha$ = mixture) occur at hot spots of colliding plates, causing volcanoes and craters. Erosion and sedimentation imply critical phenomena with fluids. Man-made earthquakes occur if injections produce propagating critical zones which are delayed by diffusion, and similar effects occur after strong earthquakes (next section). A delicate issue is of course how recurrence times of natural earthquakes can thus increase.

The *energetics at critical points means* new territory in a physical and mathematical sense. The verge of convexity of the free energy is a general feature of the loss of stability, this holds from groups of molecules via conservative structures up to galaxies. An ensemble of molecules with Brownian motion exhibits then second-order phase transitions and arising fractality, this includes quantum effects (Binney 1992). Granular zones or formations of fissured rock are already fractal and become multifractal at critical points. The spontaneous growth of previously inactive degrees of

freedom, typically related to shear banding or cracking, requires extensions of the fractional approach (indicated above). Balances of fractionally extensive quantities require fractionally extended differentials, this implies generalized seismic and thermal entropy productions. The quantum seismodynamics at critical points cannot be captured with (12) as for stability. It appears that two coupled fractional Schrödinger equations are needed as in quantum electrodynamics (Gudehus and Touplikiotis 2012).

Seismic and thermal activations

Deforming slowly, *i.e.* below *ca.* $10^{-3}/s$, a cube of jammed rock fractions implies microseismic bursts with *heat flashes*. Thermography of dry sand samples revealed T jumps at grain contacts beyond $1300^\circ K$ within milliseconds (Luong 1982). Except for rapid deformation the heat is rapidly diffused after seismic flashes so that an increase of T can hardly be observed. This holds also true for rock fractions in laboratory tests except for so high pressures p that the diffusion of heat takes more time than its generation. The molecules at seismogeneous particle contacts are dislocated when past each other with higher rates by simultaneously higher T . The *seismic activation* is thus partly thermal due to T -rises within very short times (compared with encounter times) at minute mass fractions of the solid skeleton.

Seismic bursts in fractal fault zones can produce less localized T -jumps with overall deformation rates of around $10^{-3} \%/s$ as thermal diffusion times can exceed heat production times. T -rises within active fault zones can thus engulf more than a minute fraction of all molecules. This can lead to softening and melting, but hardly to runaway instability (Vardoulakis 2002) and reactions (Hatzó *et al.* 2009). This type of co-seismic thermal activation is confined to temporarily seismogeneous zones, which are fractally distributed and exist only for short times in passing seismic reaction fronts (as seen in the previous section). More confined seismic bursts during subordinations cannot produce T -rises as encounter times of rock fractions exceed by far thermal diffusion times. Thus heat flashes due to seismic bursts characterize also lithosphere sections in a coarse-grained view.

Thermally activated dislocations with constant T occur

with rates which are proportional to $\exp(-E_a/k_B T)$ where k_B is the Boltzmann constant. Dislocation units in aggregates of jammed rock fractions have activation energies E_a from about 0.5 eV for soft to 5 eV for hard minerals at $T \approx 270^\circ K$ with $40k_B T \approx 1$ eV. Their thermal activation causes moderate or low rate-dependence or relaxation and/or moderate or very slow creep. Thus lithosphere sections are more slowly jammed by tectonic deformations, without these jammed zones relax and pore systems close gradually. Critical points are therefore later or not attained with sufficiently slow or interrupted tectonic base shift. This thermal effect is evidently more marked with higher T and lower E_a .

Pore fluids have $E_a < k_B T$, adsorbates of them have $E_a < 10k_B T$. After squeezing or injecting pore fluid this diffuses towards equilibrium, before the solid partial pressure $p_s = p - p_f$ is temporarily lower due to a higher fluid pressure p_f (principle of effective stress). As the solid shear stress τ is thus not changed the solid skeleton can attain critical states so that the seismicity rises. Man-made earthquakes could thus increase the recurrence times of natural ones. Calculations require additional fractional balance equations for the pore fluid, coupled with the solid balances and with iso fractality due to the fractal pore system and the seismicity. Again the roughness may be eliminated in the stable range by fractional stretching, but no more at critical points.

The *interplay of thermal and seismic activations* could approximately be followed up by separating mildly rough and rather aseismic slow periods from short seismic episodes with wild roughness. The latter are hardly influenced by thermal activation with uniform T as seismic solitons pass by within short times. There is no diffusion of pore fluid during such episodes, but certainly in rest periods thereafter. Fractally distributed seismic bursts produce flash-like T -jumps, rapid dislocations can heat mylonite bands in faults so that reactions are enhanced. Other than assumed by some authors (Vardoulakis 2002; Hatzó *et al.* 2009), however, such reactions occur in jerks and can at best enhance the seismogenesis like fluid injections. The spontaneous generation of kinetic energy occurs again at critical points of the free energy, now including chemical potentials with capillary effects. The Lévy-type seismicity

can only arise from fractality. This holds also true for the seismogenesis deeply below the lithosphere with spontaneous phase transitions in shear bands.

The *solid-fluid interaction* is the most important type of interplay of seismic and thermal activations. Except for methane cushions the fractal pore system is filled with almost incompressible water and dissolved minerals. This fluid experiences fractional diffusion (Gudehus and Touplikiotis 2012) with seepage and dwindling porosity in aseismic periods, then solubles can also condensate. Seismic episodes in critical zones are far shorter so that simultaneous diffusion and condensation are negligible. Then the pore pressure p_w is higher or lower than the previous hydrostatic one as the porosity tends to decrease or increase, respectively (Gudehus 2011). The tendency for contractancy or dilatancy depends on the porosity, and on the ratio of mean solid pressure p_s and hardness h_s . Similar changes of p_w and p_s are produced by injection or depletion of pore water.

The diffusion of pore water from a zone with seismogenesis by pumping in water causes a spreading of the zone with higher than hydrostatic p_w . As the total pressure $p=p_s+p_w$ and the deviatoric stress τ remain rather constant critical zones can arise in the neighbourhood if p_w rises. This leads to delayed natural *aftershocks* or man-made earthquakes. It may suffice to estimate diffusion and related stress redistribution in the stable range without roughness, as this is mild and can be formally removed by a fractional stretching of spacetime, but this is no more legitimate at critical points. There is no way around the fractional calculus in case of seismogenesis, particularly with solid-fluid coupling.

Conclusions

We conclude in particular that lithosphere sections have a fractal system of pores and internal forces. Balances of classically extensive properties require fractional integrals or fractional differential equations. Attenuation and subordination in the stable range imply Lévy-type seismicity can be captured with fractional calculus, but balances without this mild roughness may often suffice.

The loss of stability and seismogeneous chain reactions

can only be captured with the fractional calculus and wild roughness arises alongside from multifractality. Seismic bursts imply heat flashes which can cause local softening and reactions in short episodes, whereas thermal activation causes slow relaxation and creep so that tectonic jamming is reduced. The water pressure in the pores rises in seismic episodes, this rise spreads by diffusion and can cause aftershocks, this can occur similarly after pumping in water.

The agenda for further research comprehends in particular, inherent and changing multifractality, fault systems with gradients and multifractality, Griffith-Rice fracture with fractality, coupling of solid and fluid with seismic and thermal activation, analytical bounds and numerical simulations and monitoring and control *in situ*.

Acknowledgement

Andrzej Niemunis, Mauro Poblete and Asterios Touplikiotis improved this paper by valuable hints and technical support, this is gratefully acknowledged.

References

- Bak, P., Tang, C. and Wiesenfeld, K. (1987). Self-organized criticality: an explanation of $1/f$ noise. *Physical Review Letters* **59** (4): 381-384
- Binney, J. (1992). *The Theory of Critical Phenomena*. Clarendon Press
- Budiansky, B. and Rice, J.R. (1973). Conservation laws and energy release rates. *Journal of Applied Mechanics* **40**, 201-203
- Cartwright, J.H.E., Hernández-García, E. and Oreste Piro, O. (1997). Burridge-Knopoff Models as Elastic Excitable Media. *Physical Review Letters* **79**, 527-30
- Gorenflo, R. and Mainardi, F. (2000). Essentials of Fractional Calculus. Printed from *MaPhySto Center*, free online
- Gorenflo, A., Gudehus, G. and Touplikiotis, A. (2012). On the stability of a fractal fault system. *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik ZAMM* (under preparation)
- Griffith, A.A. (1921). The Phenomena of Rupture and Flow in Solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London A* **221**, 163-198
- Gudehus, G. (2009). Mechanics of natural solids - a symposium

in Horton, Greece. *Obras y Proyectos* **6**, 4-7

Gudehus, G. (2010). Psammodynamics - Attractors and Energetics. *9th HSTAM Int. Congr. Mechan.*, Limassol, online

Gudehus, G. (2011) *Physical Soil Mechanics*. Springer, Berlin

Gudehus, G., Jiang, Y. and Liu, M. (2010). Seismo- and thermodynamics of granular solids. *Granular Matter* **13** (4), 319-340

Gudehus, G. and Touplikiotis, A. (2012). Clasmatic seismodynamics - Oxymoron or pleonasm?. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **38**, 1-14

Guyon, E. et Troadec, J.-P. (1994). *Du sac de billes au tas de sable*. Odile Jacob, Paris

Hatzo, Y., Sulem, J. and Vardoulakis, I. (2009). *Meso-scale Shear Physics in Earthquake and Landslide Mechanics*. Taylor and Francis

Heidbach, O., Tingay, M. and Wenzel, F. (2010). Frontiers in Stress Research: Preface. *Tectonophysics* **482**, 1-4

Hyndman, D. and Hyndman, D. (2009). *Natural Hazards and Disasters*. Chapter 3: Earthquakes and their causes. Brooks/Cole: Cengage Learning, 2nd ed.

Laskin, N. (2000). Fractional quantum mechanics. *Physical Review E* **62**/3, 3135-3145

Luong, M.P. (1982). Mechanical aspects and thermal effects of cohesionless soils under cyclic and transient loading. *IUTAM Conf. Deform. Fail. Gran. Mat. Delft*, 239-246

Mainardi, F. and Tomoirotti M. (1997). Seismic pulse propagation with constant Q and stable probability distributions. *Annali di*

Geofisica **XL** **5**, 1311-1328

Mandelbrot, B. (1982). *The Fractal Geometry of Nature*. W.H. Freeman, New York

Mandelbrot, B. (1999). *Multifractals and 1/f Noise - Wild Self-Affinity in Physics*. Springer, New York

Mantegna, R. and Stanley, H.E. (1994). Stochastic process with ultraslow convergence to Gaussian: *The truncated Levy Flight*. *Physical Review Letters* **73**, 2946-2994

Mayer, M. and Liu, M. (2010). Propagation of elastic waves in granular solid hydrodynamics. *Physical Review E* **82**, art. 042301

Ren, F.-Y., Liang, J.-R., Wang, X.-T. and Qiu, W.-Y. (2003). Integrals and derivatives on net fractals. *Chaos, Solitons and Fractals* **16**, 107-117

Rice, J.R. (1978). Thermodynamics of the quasi-static growth of Griffith cracks. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* **26**, Issue 3, 61-78

Sato, K.-I. (1999). *Levy Processes and Infinitely Divisible Distributions*. Cambridge University Press

Silva Bustos, N.A. (2008). Caracterización y determinación del peligro sísmico en la región metropolitana. Civil Eng. thesis, Universidad de Chile, online

Turcotte, D.L. (1997). *Fractals and Chaos in Geology and Geophysics*. 2nd ed., Cambridge University Press

Vardoulakis, I. (2002). Steady shear and thermal run-away in clayey gauges. *International Journal of Solids and Structures* **39**, Issues 13-14, 3831-3844

Xie, H. (1933). *Fractals in Rock Mechanics*. Balkema, Rotterdam



Análisis del proceso constructivo y variabilidad de parámetros geotécnicos en la capacidad de carga de micropilotes usando elementos finitos aleatorios

Analysis of the construction process and geotechnical parameters variability on the loading capacity of micropiles using random finite elements

Fecha de entrega: 13 de marzo 2012

Fecha de aceptación: 11 de mayo 2012

Christian Mendoza¹, Alfonso M. Ramos², Renato Cunha³, Arcesio Lizcano⁴

¹ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Brasilia, CEP 70910-900 – Prédio SG-12, Brazil, ccmb80@aluno.unb.br

² Instituto Geofísico, Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Javeriana, Cra 7 No 40-62, Bogotá, Colombia, a-ramos@javeriana.edu.co

³ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Brasilia, CEP 70910-900 – Prédio SG-12, Brazil, rpcunha@unb.br

⁴ SRK Consulting, Vancouver, British Columbia, Canadá, (anteriormente en Estructuras y Geotecnia, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia) alizcano@srk.com

En la práctica normal de ingeniería de cimentaciones se calcula la capacidad de carga de un micropilote sin tener en cuenta que el proceso constructivo puede afectar la geometría del problema. En este trabajo se cuantifica la influencia tanto del proceso constructivo como de la variabilidad inherente de las propiedades del suelo en la capacidad de carga de un micropilote autopercutor e inyectado, a través de simulaciones de la excavación con elementos finitos aleatorios. Se obtiene que al no tener en cuenta el método constructivo del micropilote y la variabilidad de las propiedades del suelo, se sobreestima en un factor entre dos y tres la capacidad de carga por fuste. Por lo tanto, se presenta una explicación racional al factor de seguridad que se debe aplicar para obtener la capacidad de carga de diseño. Finalmente, se presenta un procedimiento para generar cartas de diseño de micropilotes autopercutores materializado en uno que resalta la importancia de considerar la variabilidad inherente de las propiedades del suelo y el método constructivo.

Palabras claves: método de elementos finitos, simulaciones Montecarlo, elastoplasticidad, micropilotes

In the normal practice of foundation engineering the bearing capacity of micropiles is calculated without taking into account that the construction processes may affect the problem geometry. This work quantifies the influence of both, construction processes and the inherent variability of soil properties in the bearing capacity of a selfbored and gravitationally grouted micropile by means of simulations with random finite element method. When the construction process and the inherent variability are not taken into account, the shaft bearing capacity is overestimated in a factor between two and three. Therefore, a rational explanation of the safety factor is presented in order to calculate the design capacity load. Lastly, a procedure to generating design charts for selfbored and grouted micropiles is presented and its application shows the importance of considerate the inherent variability of the soil properties and the construction process.

Keywords: finite element method, Montecarlo simulations, elastoplasticity, micropiles

Introducción

Un nuevo tipo de micropilotes autopercutor llamado Anker, está siendo muy usado en la ciudad de Brasilia (Mendoza *et al.*, 2011). Dentro de sus ventajas se tiene

que el tubo de perforación sirve como refuerzo interno del micropilote, además de su alto rendimiento en construcción (alrededor de 10 minutos). Por otro lado, una desventaja

que tienen estos micropilotes autoperforantes es que en la etapa de perforación las paredes de la excavación tienden a cerrarse, lo que disminuye el diámetro del micropilote, la superficie de contacto entre el micropilote-suelo y consecuentemente la capacidad de carga.

La formulación convencional para calcular la capacidad portante está basada en los teoremas de límite superior o inferior si se usa un modelo constitutivo elastoplástico perfecto (FHWA 2000, Delgado, 2001). Dado lo anterior, el problema de esfuerzo deformación del suelo está desacoplado. Es decir, no es posible obtener estimativos de desplazamientos en la masa del suelo de cimentación debido a los incrementos de carga. Los análisis de elementos finitos aplicados a geotecnia son una potente herramienta que permite asegurar equilibrio de esfuerzos y compatibilidad de deformaciones a través de un modelo constitutivo. Sin embargo, en la práctica convencional de consultoría no se acostumbra a utilizar análisis de elementos finitos debido, entre otros, a los siguientes aspectos. 1) las inversiones en exploración del subsuelo y principalmente en el desarrollo de ensayos de laboratorio son importantes dado que es necesario estimar los valores de los parámetros de los modelos constitutivos usados en los elementos finitos. 2) se podría argumentar que los factores de seguridad que se aplican en el cálculo de la capacidad de carga convencional tienen incluidos indirectamente una cuantificación de la incertidumbre (en el proceso constructivo y en los parámetros geotécnicos del suelo), por lo que el sobreesfuerzo en recursos que conllevan los análisis de elementos finitos no son necesarios.

Este trabajo presenta el uso del Método de Elementos Finitos MEF como herramienta para solucionar el problema acoplado de esfuerzo deformación en la etapa de construcción de micropilotes. Los desplazamientos de la pared de la excavación obtenidos del análisis de elementos finitos servirán como insumo para afectar la geometría de la formulación convencional de capacidad portante (ecuación 2). De esta manera se integrará el proceso constructivo a la formulación convencional de la capacidad de carga. Se usará el modelo constitutivo elastoplástico de Mohr Coulomb en el MEF debido a que el número de parámetros es bajo y además es el de más amplio uso en la comunidad geotécnica. En este trabajo se estudia la influencia en la

capacidad de carga por fuste al ser el parámetro de diseño imperante en este tipo de cimentación. Adicionalmente, se tendrá en cuenta la influencia de la variabilidad inherente de los parámetros geomecánicos a través de la incorporación del carácter estocástico en el MEF, similar a lo que han realizado Papaioannou y Straub (2012), Fellin *et al.*, (2010), Baroth y Malecot (2010), Kamruzzaman y Lye (2008).

En el artículo se muestra las características y método constructivo del micropilote llamado Alluvial Anker. Luego se presenta el modelo constitutivo elastoplástico de Mohr Coulomb que será usado en los análisis de MEF y la geometría del modelo del MEF y su parametrización. A continuación se presentan los parámetros del modelo constitutivo que serán adoptados como variables aleatorias en la modelación con el MEF. Se presenta el tipo de las funciones de distribución de probabilidad junto con los parámetros que las caracterizan y la manera como se integró el carácter estocástico de las variables aleatorias al modelo del MEF, a través de simulaciones de Montecarlo. Luego se presenta un breve resumen de la teoría de capacidad portante convencional ya que ésta es la formulación que se usará para incluir los resultados de los análisis del MEF estocásticos en la capacidad de carga de pilotes. Finalmente se presentan los resultados con su respectivo análisis e implicaciones prácticas y se resaltan los aspectos más importantes del análisis de resultados.

Micropilote Alluvial Anker

El micropilote llamado Alluvial Anker puede alcanzar diámetros de aproximadamente 13 cm, es autoperforado por rotación con una broca en forma de flecha la cual va unida a la punta de un tubo de acero de 62.5 mm de diámetro conectado a una máquina perforadora (Figuras 1 y 2). Por medio de un mandril que inyecta constantemente líquido refrigerante a la punta cortante. Este líquido puede ser lechada de cemento o agua, dependiendo del tipo de suelo. Después de terminado el proceso de perforación con el líquido refrigerante a la profundidad deseada, se deja el tubo como refuerzo del pilote y se procede a la inyección por gravedad de lechada rica en cemento (si el líquido refrigerante fue agua). La Figura 2 ilustra la secuencia constructiva del micropilote donde al contrario de lo usual en micropilotes, no se inyecta a altas presiones.



Figura 1: a) Punta y tubo de refuerzo autoperforante para micropilote Anker y b) máquina de perforación

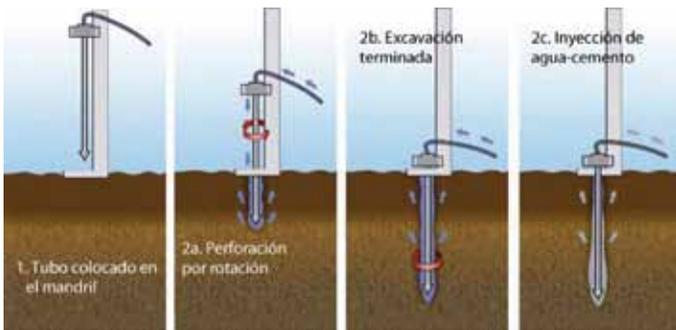


Figura 2: Secuencia constructiva del micropilote Alluvial Anker (Mendoza *et al.*, 2011)

Modelo constitutivo

Los análisis se realizaron para un suelo residual con muy baja cohesión ($c < 10$ kPa) por lo que se despreció el aporte de la cohesión efectiva considerándose sólo la fricción del suelo en la resistencia al corte. El suelo es poroso tropical, muy blando y tiene un índice de vacíos $e = 2$, un coeficiente de permeabilidad K entre 10^{-3} y 10^{-4} m/s y un número de golpes/pies igual a 2 en el ensayo SPT. El modelo constitutivo seleccionado para la simulación con elementos finitos del comportamiento esfuerzo deformación del suelo es del tipo elastoplástico con criterio de falla de Mohr Coulomb. Este modelo es ampliamente usado en la geotecnia práctica al poseer sólo 4 parámetros que tienen su correspondiente explicación física. El uso de modelos constitutivos más complejos que incorporen por ejemplo el cambio de rigidez del suelo con la profundidad requieren de más de 4 parámetros, aumentando la incertidumbre aleatoria. Esto significa que las probabilidades de falla serán mayores. En el rango elástico la relación entre el tensor de esfuerzos y deformaciones es de tipo lineal, siendo los parámetros elásticos el módulo de Young y la relación de Poisson. Dicho comportamiento es válido hasta que la

trayectoria de esfuerzos alcanza la envolvente de fluencia, momento en el que empiezan a generarse deformaciones plásticas (Figura 3). La envolvente de fluencia es del tipo Mohr Coulomb, por lo que está asociada a los otros dos parámetros del suelo, el ángulo de fricción del suelo ϕ y la cohesión del suelo c . Dichos parámetros se pueden obtener de ensayos de laboratorio convencionales como corte directo o triaxiales.

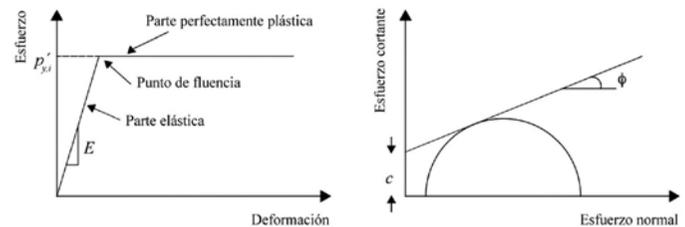


Figura 3: a) Relación esfuerzo deformación en el modelo constitutivo elastoplástico y b) criterio de falla de Mohr Coulomb usado en las simulaciones de elementos finitos

Modelo de elementos finitos

Se realizaron 4 modelos diferentes de elementos finitos variando la profundidad de la excavación usando el programa ABAQUS, bajo la suposición de un horizonte homogéneo de suelo (Tandjiria *et al.*, 2000; Cherubini, 2000). Se utiliza el MEF para simular el proceso de excavación previo a la inyección de lechada. La parametrización de la geometría del modelo se realizó en función de la longitud y diámetro del pilote. Se dispuso una longitud adicional de la mitad de la profundidad para micropilotes de largo $L = 12$ m, 20 m, 40 m, 60 m, con un ancho del modelo de 30 veces el diámetro teórico del pilote $D = 13$ cm (Helwany, 2007). Los valores de $L = 40$ y 60 m se usaron con el fin de completar el análisis numérico sabiendo que tal vez no tendrán aplicación en la práctica. El análisis se realizó en condiciones axial simétricas de carga (Figura 4). Los elementos seleccionados para el mallado son del tipo CAX8P (Continuo, Axisimétrico, 8 nodos, con presión de poros). En la Figura 4 se presenta la distribución de los elementos.

Una vez creada la geometría del modelo de excavación se aplicaron dos pasos de análisis. El paso de carga geostático induce los esfuerzos a los que está sometido el suelo, generando una distribución lineal con la profundidad, como se ilustra en la Figura 5. Posteriormente se crea el paso de excavación, que simula simplifadamente

el proceso de perforación por medio del apagado de los elementos delimitados. Debido a que la perforación se realiza rápidamente entre 2 y 4 minutos, pero en un suelo permeable, se justifica el uso de un modelo constitutivo que no considera el efecto del tiempo. El esquema de pasos es ilustrado a la derecha de la Figura 5.

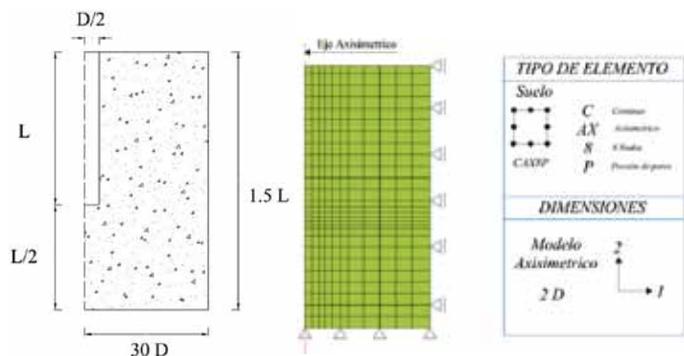


Figura 4: Parametrización del modelo, condiciones de borde y mallado del modelo

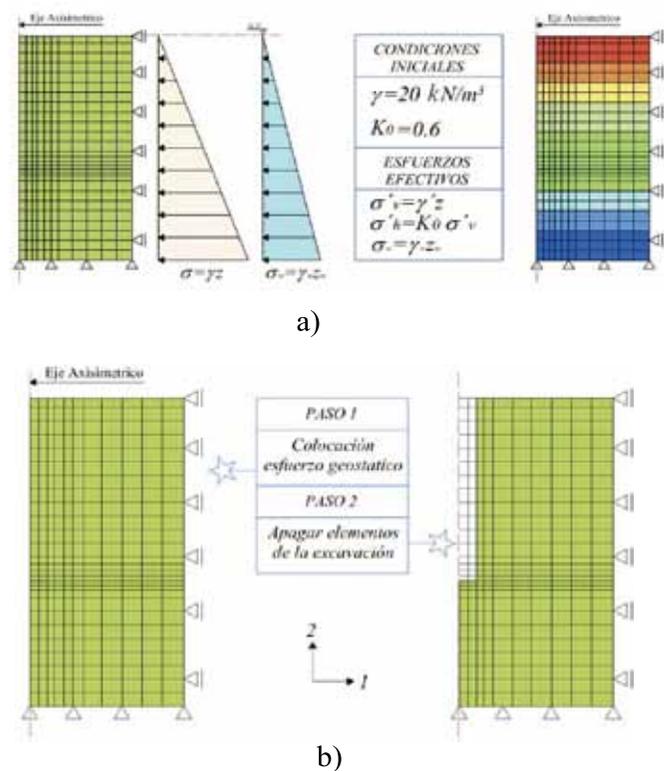


Figura 5: a) Esfuerzos iniciales en el modelo de elementos finitos y b) excavación del micropilote en el modelo

MEF con parámetros estocásticos

Para capturar la incertidumbre inherente de las variables del modelo constitutivo en el análisis geomecánico por

medio del MEF, se usó el método de simulación numérica denominado Montecarlo. En este caso, las soluciones de la función de distribución de probabilidad de tipo analítico no están disponibles dado que el proceso es altamente no lineal (modelo constitutivo y geometría). Las simulaciones de Montecarlo es un proceso numérico de cálculo repetido de un operador matemático en el que variables dentro del operador son aleatorias o contienen incertidumbre con funciones de distribución preescritas. Los resultados numéricos de cada repetición del proceso numérico se pueden considerar como una muestra de la solución verdadera, de forma análoga a una muestra observada o a un experimento físico (Ang y Tang, 2007). En este caso, el operador es el MEF por lo que de esta manera se incluye la incertidumbre inherente o aleatoria de los parámetros geomecánicos (Sentz y Ferson, 2011). Para cada modelo de elementos finitos se realizaron 10.000 ejecuciones, variando los parámetros del modelo constitutivo en cada punto de Gauss. Para realizar tal acción, fue necesario escribir una rutina en lenguaje *python* que permitiera automatizar la escritura del archivo de entrada, la ejecución de cada modelo y la adquisición del archivo de respuesta en el programa ABAQUS. Las funciones de distribución de probabilidad de los parámetros geomecánicos se incluyen en la siguiente sección. Las simulaciones de Montecarlo generan una serie que puede ser usada para estimar la distribución de probabilidades de las variables de respuestas (Zevgolis y Bourdeau, 2010; Harahap y Wong, 2008; Prada *et al.*, 2011).

Incetidumbre aleatoria de los parámetros del modelo constitutivo

Dado que se reconoce el hecho que las propiedades geomecánicas del terreno tienen una variabilidad inherente, y esa variabilidad afecta los resultados del proceso constructivo de micropilotes autoperforantes e inyectados, se caracterizó cada parámetro del modelo constitutivo elastoplástico con el criterio de falla de Mohr Coulomb siguiendo las consideraciones mostradas en la Tabla 1.

Dado que las variables seleccionadas como aleatorias en la Tabla 1 no pueden tomar valores negativos, una alternativa frecuente es usar la distribución tipo log-normal para mapear variables del tipo geomecánico (Griffiths *et al.*, 2005; Papaioannou y Straub, 2012; Huang *et al.*, 2010).

Los valores medios y del coeficiente de variación COV de las variables de la Tabla 1 son típicos del suelo residual de Brasilia. Papaioannou y Straub (2012) usan un COV igual a 0.25 para el módulo de Young, en tanto que Kuo *et al.*, (2004) usan 0.2. Baecher y Christian (2003) reportan COV que varían entre 0.02 y 0.4 para ángulos de fricción.

Tabla 1: Valores de las variables aleatorias usadas en el modelo constitutivo elastoplástico

Parámetro	media	COV	Función de distribución de probabilidad
Ángulo de fricción ϕ , [°]	20	0.30	lognormal
Módulo de Young E, kPa	1500	0.40	lognormal
Relación de Poisson ν	0.3	0.40	lognormal

COV: coeficiente de variación

Con base en las funciones de distribución teóricas seleccionadas, se procedió a la generación de 10000 números aleatorios para cada parámetro del modelo constitutivo (Tabla 1). Los diagramas de frecuencia de cada parámetro se presentan en la Figura 6.

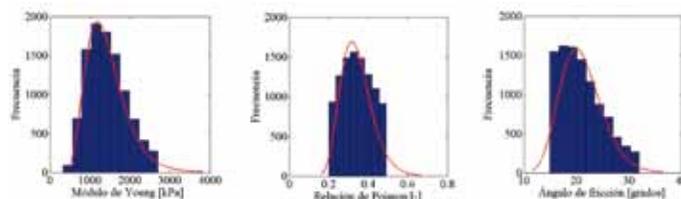


Figura 6: Diagramas de frecuencia y función de distribución de probabilidad de los parámetros del modelo constitutivo elastoplástico de Mohr Coulomb.

La generación de valores aleatorios para el ángulo de fricción y el módulo de elasticidad se limitan a valores de más o menos una desviación estándar y la relación de Poisson se truncó para que el máximo valor fuera de 0.49 y el menor valor equivale a dos desviaciones estándar. Dichas consideraciones se basan en que los parámetros del modelo constitutivo estuvieran en un rango tal que siempre presenten sentido físico. La incertidumbre del peso unitario del suelo no se considera debido al hecho que su rango de variabilidad es pequeño en comparación al del módulo de

Young y el ángulo de fricción (Phoon y Kulhawy, 1999; Luo *et al.*, 2012; Zevgolis y Bourdeau, 2010).

Capacidad portante para cimentaciones profundas

Los resultados de los análisis de elementos finitos entregan los desplazamientos de las paredes de la excavación, que a su vez afectan el componente geométrico de la formulación clásica de la capacidad de carga para un pilote. La capacidad de carga de un pilote está dada por la suma de la resistencia por punta del pilote y la fricción entre el suelo y el pilote (resistencia por fuste). En micropilotes y en suelos granulares la componente de capacidad de carga más importante es la que se desarrolla por fricción en el fuste (Poulos y Davis, 1980). La resistencia por fricción se obtiene por medio del criterio de falla de Mohr-Coulomb,

$$\tau_a = c_a + \sigma_n' \tan \delta' \quad (1)$$

donde c_a es la adherencia ente el pilote y el suelo, $\sigma_n' = k_s \sigma_v'$ es el esfuerzo efectivo normal a la superficie del pilote, k_s es el coeficiente de empuje lateral, σ_v' es el esfuerzo vertical efectivo y δ' es el ángulo de fricción efectivo entre el suelo y el pilote. Por medio de la integración de la resistencia al corte τ_a en el área expuesta a la fricción se obtiene la resistencia de fuste.

$$f_{su} = \int_0^L C (c_a + k_s \sigma_v' \tan \delta') dz \quad (2)$$

donde C es el perímetro del pilote y L es la longitud del pilote. Se ha reportado en la literatura valores de k_s que varían de 0.7 a 3.0 (Delgado, 2001). Burland (1973) propone una expresión para la resistencia por fricción en arcillas remoldeadas en condición drenada,

$$f_s = \beta \sigma_v' \quad (3)$$

donde el factor β está relacionado con el ángulo de fricción drenado entre el suelo y el pilote.

$$\beta = k_s \tan \delta' \quad (4)$$

Se ha observado en pruebas de carga en arcillas normalmente consolidadas, que el factor β puede obtener un valor máximo de 0.4 (Delgado, 2001).

En el presente trabajo se adopta el método β debido a que se asume que los micropilotes desarrollan una resistencia de fuste drenada debido principalmente a los altos valores

del coeficiente de permeabilidad k del suelo residual poroso (porosidad $n \approx 65\%$) de la ciudad de Brasilia, con valores de k entre 10^{-3} y 10^{-4} m/s.

Resultados

Los resultados de los análisis se presentan en dos partes. La primera es el análisis de la variabilidad resultante de los desplazamientos horizontales de la excavación para las 4 profundidades de micropilotes y la segunda presenta la influencia del proceso constructivo en la capacidad de carga del micropilote.

Perfiles de desplazamiento

La Figura 7a presenta el valor medio del perfil de desplazamiento horizontal de la pared de la excavación para las cuatro diferentes profundidades. El perfil promedio se calculó haciendo el promedio aritmético de las 10.000 ejecuciones de Montecarlo. A mayor profundidad, aumenta el desplazamiento de la pared en una forma que es claramente no lineal. El desplazamiento promedio máximo para cada profundidad se presenta en el fondo de la excavación, con valores que varían de un poco más de 1 cm, hasta casi 2.3 cm para longitudes de excavación de 12 m a 60 m, respectivamente.

La Figura 7b presenta el coeficiente de variación del desplazamiento para cada profundidad de excavación. El comportamiento en general es similar para todas las profundidades. A pesar que la incertidumbre de los parámetros geomecánicos se mantiene constante con la profundidad en todos los casos (Tabla 1), el coeficiente de variación del perfil de desplazamiento disminuye con la profundidad. El gradiente del coeficiente de variación es mayor en la superficie. Dentro del primer metro de profundidad, el coeficiente de variación disminuye abruptamente y la tendencia es la estabilización a grandes profundidades. Las implicaciones prácticas del análisis anterior es que la variabilidad inherente de las propiedades geomecánicas tiene un mayor impacto en la incertidumbre de los desplazamientos calculados próximos a la superficie. Dado lo anterior, a pesar que los valores calculados del desplazamiento son más pequeños en superficie, a su vez son más difíciles de predecir dada su variabilidad. Dicha situación se presenta debido a la falta de restricción de movimiento de los nodos superficiales de los elementos

finitos, lo que permite mayor variedad de desplazamientos. Esta situación es concordante con las observaciones de campo. A pesar que se impone que la variabilidad para toda la profundidad sea constante, los resultados indican mayor homogeneidad de la variable de salida en profundidad. Los esfuerzos efectivos en profundidad confinan el suelo de forma tal que limitan los desplazamientos, en tanto que en superficie los esfuerzos son bajos y el suelo tiene mayor libertad de movimiento.

Otro aspecto interesante en la Figura 7b es la tendencia a estabilización del coeficiente de variación del desplazamiento en valores que son cercanos a 0.2 para grandes profundidades. El valor de estabilización del COV es menor que cualquiera de las variabilidades impuestas (Tabla 1).

Las Figuras 7a y 7b entregan los parámetros de medida central y de dispersión de una función de densidad de probabilidad única de desplazamientos de la excavación condicionados a la profundidad z , $p(d/z)$. Si se aplica el teorema de probabilidad total (Ang y Tang, 2007) a los factores que afectan los desplazamientos d de la pared (parámetros geomecánicos del suelo ϕ' , E , ν), se podría estimar la probabilidad del desplazamiento. Siendo estos, insumos para el diseño basado en confiabilidad de excavaciones para cimentaciones profundas. Los subíndices en (5) representan una realización específica de cada variable aleatoria.

$$p(d_{i,j,k,l,m}) = \underbrace{p(d_i/z_j)}_{\text{Figura 7}} p(z_j) + p(d_i/\phi_k) \underbrace{p(\phi_k)}_{\text{Figura 6}} + p(d_i/E_l) \underbrace{p(E_l)}_{\text{Figura 6}} + p(d_i/\nu_m) \underbrace{p(\nu_m)}_{\text{Figura 6}} \quad (5)$$

En la Figura 7c se presenta la profundidad normalizada versus el porcentaje de disminución del radio debido al desplazamiento de la pared. La profundidad normalizada se calcula como la profundidad dividida por la profundidad de excavación máxima (12 m, 20 m, 40 m y 60 m). Las abscisas de la Figura 7c se obtienen al dividir la diferencia entre el radio original (6.5 cm) y el desplazamiento de la pared entre el radio original de la excavación. Se observa que a mayor profundidad de excavación máxima, la

disminución del radio es mucho mayor. El porcentaje de disminución del radio varía desde un 20% para la excavación de 12 m, hasta un 37% para excavaciones de 60 m. Esta disminución del radio de la excavación para micropilotes se verá reflejada en una disminución de la capacidad de carga del micropilote.

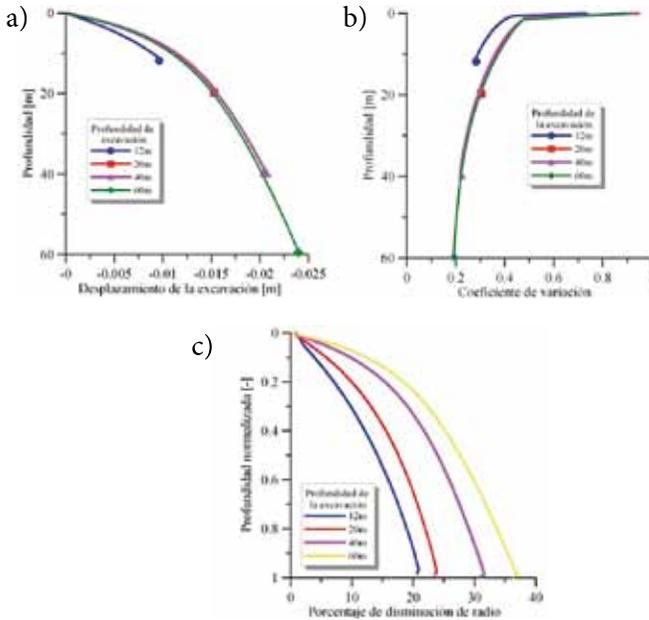


Figura 7: a) Perfil promedio de desplazamiento horizontal de las paredes de la excavación, b) coeficiente de variación del desplazamiento horizontal en función de la profundidad y c) porcentaje de disminución del radio de la excavación por el desplazamiento de la pared en función de la profundidad

En el cálculo convencional de capacidad de carga, no es posible tener en cuenta la influencia del proceso constructivo. En este caso, la relación entre esfuerzo y deformación está desacoplada. Una alternativa a la dificultad previamente mencionada es afectar el componente geométrico de la formulación convencional dada en la ecuación (1) con los resultados de desplazamiento de las paredes obtenidos del análisis de elementos finitos de la excavación.

Capacidad de carga

Como se observó en la sección anterior, la variabilidad inherente de las propiedades geomecánicas del terreno influye en los desplazamientos de la pared debido a la perforación. A su vez, dichos desplazamientos generan disminución de la capacidad de carga. El análisis de elementos finitos aleatorio se integró con la formulación convencional de capacidad portante, usando como puente dos aspectos. Primero, los desplazamientos de la pared de

la excavación afectan la geometría de la formulación de la capacidad portante (diámetro del micropilote). Segundo, se incluye el ángulo de fricción como una variable aleatoria en el modelo constitutivo (Figura 6) que en el análisis de elementos finitos se usó como insumo para el cálculo de la capacidad portante.

La Figura 8 presenta los histogramas de frecuencia de la capacidad de carga por fuste para las diferentes longitudes de micropilote. La capacidad de carga por fuste se calculó para cada simulación de Montecarlo.

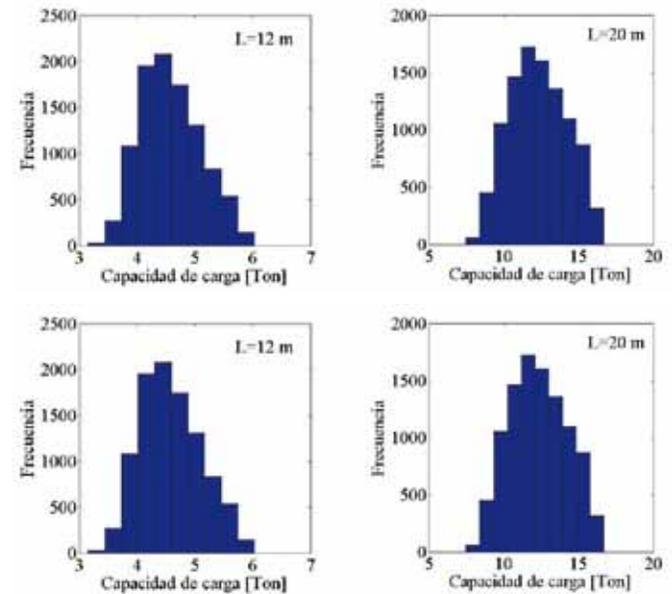


Figura 8: Histogramas de frecuencia de la capacidad de carga para micropilotes de diferentes longitudes L

La Figura 9 presenta las funciones de distribución empírica acumulada de la capacidad de carga por fuste calculadas con los histogramas de frecuencia de la Figura 8. Se observa que la mediana de la capacidad de carga aumenta con la profundidad del micropilote.

La Tabla 2 muestra la capacidad de carga por fuste promedio y la desviación estándar obtenida de las funciones de distribución empírica (Figura 9). Se calcula la capacidad de carga determinística tomando los valores promedios del horizonte mostrado en la Tabla 1. Esta última es la manera convencional de cálculo, donde no se tiene en cuenta la influencia del proceso constructivo (diámetro del pilote constante $d = 13$ cm). Adicionalmente se determina

el porcentaje de pérdida de capacidad de carga por fuste si se tiene en cuenta el efecto del menor diámetro del micropilote debido al proceso constructivo. En la Figura 7c se observó que el porcentaje de disminución promedio del radio del pilote debido a los desplazamientos generados por el proceso constructivo (excavación) presenta valores máximos de 20% y 37% para las profundidades de 20 m y 60 m, respectivamente. Estos porcentajes de disminución no se reflejan directamente en la pérdida de capacidad de carga por fuste, que están entre 53 y 62% de la capacidad de carga sin tener en cuenta el proceso constructivo (Tabla 2). Porcentualmente, la disminución de capacidad de carga es mayor que la disminución del radio de micropilote. Wang y Sitar (2011) reportan una capacidad de carga de 25 toneladas para un pilote de 6 m de longitud y 0.7 m de diámetro en un suelo arcillo-arenoso muy rígido.

Tabla 2: Capacidad de carga media y determinística para micropilotes ($d = 13 \text{ cm}$)

Long. micropilote, m	prom. por fuste, ton μ_R	dev. estándar, ton σ_R	fuste + dev. ton	fuste - dev. ton	fuste, ton determinística	punta, ton determinística	Pérdida de capacidad de carga por fuste, %
12	4,58	0,52	5,11	4,07	10,37	1,53	55,76
20	12,34	1,91	14,25	10,43	28,80	2,55	57,14
40	44,21	7,30	51,51	36,91	115,20	5,10	61,62
60	93,23	13,13	106,37	80,10	259,21	7,65	64,03

Por otro lado, los estadísticos de la Tabla 2 permiten estimar la probabilidad de falla para micropilotes de diferentes longitudes. Para tal fin se puede establecer los siguientes supuestos: a) Las funciones de densidad de probabilidad empíricas mostradas en la Figura 9 se ajustan a una variable aleatoria que se distribuye de forma gaussiana con la media de la variable aleatoria resistencia R , μ_R y desviación estándar de R , σ_R . b) Se conoce del diseño estructural la variable aleatoria solicitación S con valor medio μ_S y desviación estándar σ_S . c) La variable aleatoria S se distribuye también de forma gaussiana. d) Hay independencia estadística entre R y S . Para que no se presente la falla, se necesita que la resistencia R sea mayor a la solicitación S ($R > S$), es decir que $R - S > 0$. La probabilidad de falla se define como la probabilidad que $R - S$ sea menor que cero, $p(R - S) < 0$. Con base en lo anterior se puede derivar una función de densidad de probabilidad teórica gaussiana, con media $\mu_{(R-S)} = \mu_R - \mu_S$ y desviación estándar $\sigma_{(R-S)} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$.

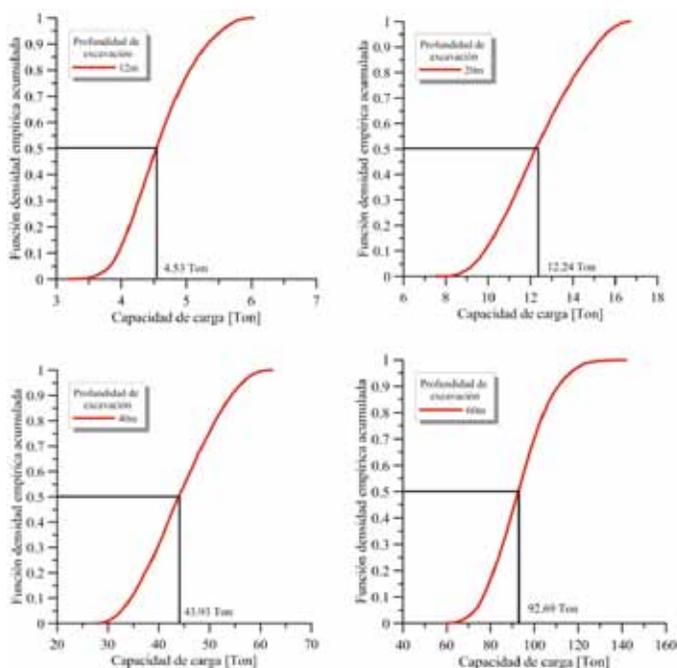


Figura 9: Función de distribución empírica acumulada de la capacidad de carga por fuste para diferentes profundidades. Mediana de la capacidad de carga.

En la Tabla 2 se incluye la capacidad de carga en la base determinista (calculada con los valores medios de la Tabla 1). Al comparar los resultados determinísticos de capacidad de carga por fuste y por punta, se ratifica el hecho que el aporte principal a la resistencia del micropilote se debe a la fricción por fuste del micropilote.

De esta manera se puede calcular la probabilidad de falla $p(R - S < 0) = \Phi(\mu_{(R-S)}, \sigma_{S(R-S)}, 0)$, donde Φ es la función de distribución de probabilidad gaussiana (Ang y Tang, 2007). En este caso, se puede evaluar la probabilidad de falla del micropilote integrando la influencia del proceso constructivo. Probabilidades de falla para pilotes con base en funciones de densidad de tipo normal y lognormal han sido propuestas también por Haldar y Babu (2008) y Niandou y Breyse (2007).

En la Figura 10 se observa que al tener en cuenta, tanto la variabilidad inherente de los parámetros geomecánicos como el proceso constructivo de perforación para el emplazamiento del micropilote autopercutor e inyectado



gravitacionalmente, la capacidad de carga disminuye notoriamente. Los análisis geotécnicos tradicionales usan el factor de seguridad para dividir la capacidad de carga y entregar la capacidad de carga de diseño. En este caso, la capacidad de carga determinista sobrepasa en un factor que varía desde 2 hasta 3 para longitudes de micropilote de 12 a 60 m, respectivamente. Dicho factor se puede entender como el factor de seguridad que se le debe aplicar al análisis determinístico para tener en cuenta la incertidumbre aleatoria de las propiedades del suelo y del proceso constructivo. Lo anterior permite dar una explicación racional al factor de seguridad, situación que mejora ostensiblemente el carácter subjetivo de factores sugeridos en códigos de diseño.

Adicionalmente, la Figura 10 hace las veces de carta de diseño de un micropilote autoperforante e inyectado de 13 cm de diámetro para un estrato homogéneo con ángulo de fricción $\phi' = 20^\circ$. La utilidad práctica se observa en que el análisis estructural de una edificación entrega la carga que se debe transmitir al suelo a través del micropilote. Con este dato se ingresa por las abscisas de la Figura 10 y el resultado es la longitud del micropilote tipo Anker que satisface dichos requerimientos.

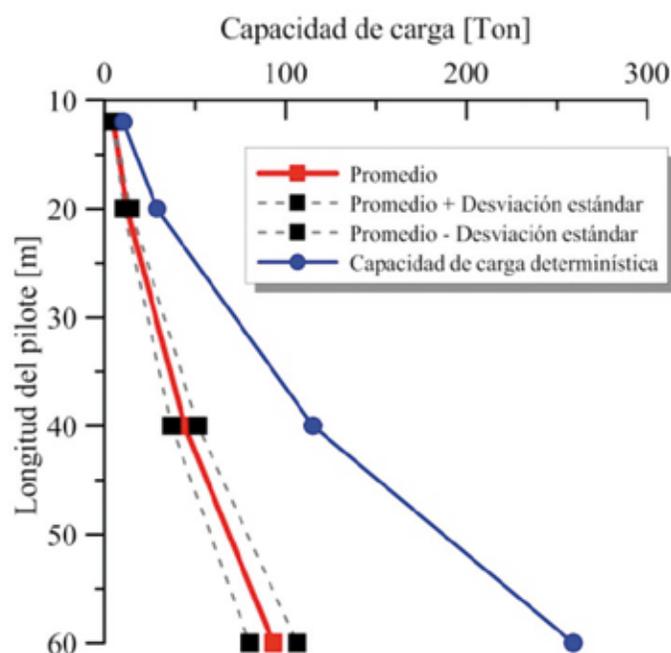


Figura 10: Capacidad de carga por fuste para diferentes longitudes de micropilote. Análisis estocástico teniendo en cuenta el proceso constructivo. Análisis determinísticos con valores medios.

Conclusiones

El presente artículo muestra un procedimiento para incorporar la incertidumbre en los parámetros geomecánicos y el proceso constructivo en el cálculo de la capacidad de carga de un micropilote autoperforante e inyectado gravitacionalmente. El análisis de elementos finitos aleatorio permite que a partir de unas funciones de distribución de parámetros del suelo, se obtenga probabilidades de falla del sistema. La simulación de Montecarlo de la excavación con elementos finitos entrega insumos para integrar la probabilidad de desplazamiento de la pared de la excavación en un análisis basado en confiabilidad de la capacidad de carga de micropilotes fundamentado en el teorema de la probabilidad total. Adicionalmente se propone un procedimiento para estimar la probabilidad de falla de un micropilote integrado con la influencia del proceso constructivo.

Se encuentra que la aplicación de un factor de seguridad entre dos y tres al análisis de carga por fuste para micropilotes autoperforantes e inyectados, es capaz de cubrir la influencia de la variabilidad de los parámetros geomecánicos y la disminución de la capacidad de carga por el proceso constructivo. Por lo anterior, se da una explicación racional al factor de seguridad que se debe aplicar para obtener la capacidad de carga de diseño. Esta situación mejora ostensiblemente el carácter subjetivo de factores sugerido en códigos de diseño. Futuras investigaciones deben considerar comparar estos resultados con los obtenidos en pruebas de carga in situ de micropilotes Anker para demostrar si la capacidad de carga medida es consistente con la estimada con este análisis. Además se puede contemplar la exhumación de micropilotes para medir los diámetros obtenidos.

Agradecimientos

El primer y tercer autor agradecen a la empresa SOLOTRAT, al grupo de investigación en fundaciones, ensayos de campo y estructuras de contención de la Universidad de Brasilia (GPFees) por el soporte técnico en el desarrollo de la presente investigación y al Consejo Nacional de Desarrollo Científico y Tecnológico (CNPq) por el apoyo financiero. El segundo autor agradece a la Pontificia Universidad Javeriana por el soporte económico

a la presente investigación con el proyecto 00004711 – Estudio experimental de la licuación por flujo. Los autores agradecen al MOX de la Universidad de Los Andes - Bogotá - por el soporte computacional para la realización del presente proyecto.

Referencias

Ang, A. and Tang, W. (2007). *Probability concepts in engineering*. 2nd Edition. John Wiley and Sons

Baecher, G. and Christian, J. (2003). *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. John Wiley and Sons

Baroth, J. and Malecot, Y. (2010). Probabilistic analysis of the inverse analysis of an excavation problem. *Computers and Geotechnics* **37**, 391-398

Burland, J.B. (1973). Shaft friction of piles in clay – a simple fundamental approach. *Ground Engineering* **6**(3), 30-42

Cherubini, C. (2000). Probabilistic approach to the design of anchored sheet pile walls. *Computers and Geotechnics* **26**, 309-330

Delgado, M. (2001). *Ingeniería de fundaciones*. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería

Fellin, W., King, J., Kirsch, A. and Oberguggenberger, M. (2010). Uncertainty modelling and sensitivity analysis of tunnel face stability. *Structural Safety* **32**, 402-410

FHWA (2000). Micropile design and construction guidelines. Implementation Manual. USA Department of Transportation, Federal Highway Administration

Griffiths, D., Fenton, G. and Tveten, D. (2005). Probabilistic passive earth pressure analysis by the random Finite Element Method. Prediction, analysis and design in geomechanical applications. *Proceedings of the Eleventh International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Torino, Italy, 19-24 June, Vol. 4.

Haldar, S. and Babu, S. (2008). Effect of soil spatial variability on the response of laterally loaded pile in undrained clay. *Computer and Geotechnics* **35**, 537-547

Harahap, I. and Wong, C. (2008). Soil parameters and bearing capacity derived from responses of drilled shaft socketed into rock. *Proceedings of International Conference of Construction and Building Technology* **E** (32), 391-402

Helwany, S. (2007). *Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications*. 1st edition. John Wiley and Sons

Huang, J., Griffiths, D. and Fenton, G. (2010). Probabilistic analysis of coupled soil consolidation. *Journal of Geotechnical*

and Geoenvironmental Engineering **136** (3), 417-430

Kamruzzaman, M. and Lye, L. (2008). Probabilistic Analysis of Laterally Loaded Pile-Soil System using Monte Carlo Simulation. *Proceedings of the Eighth ISOPE Pacific/Asia Offshore Mechanics Symposium*. Bangkok, Thailand, November 10-14

Kuo, Y., Jaksa, M., Kaggwa, W., Fenton, G., Griffiths, D. and Goldsworthy, J. (2004). Probabilistic analysis of multi-layered soil effects on shallow foundation settlement. *Proceedings in 9th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics*, Auckland, New Zealand

Luo, Z., Atamturktur, S., Yuanqiang, C. and Hsein Juang, C. (2012). Reliability analysis of basal-heave in a braced excavation in a 2-D random field. *Computers and Geotechnics* **39**, 27-37

Mendoza, C.C., Ruge, J., Cunha, R. P. y Lizcano, A. (2011). Comportamiento mecánico de excavaciones de pequeño diámetro para suelo estructurado “pilote Alluvial Anker”. *14a Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Toronto, Ontario, Canadá

Niandou, H. and Breysse, D. (2007). Reliability analysis of a piled raft accounting for soil horizontal variability. *Computers and Geotechnics* **34**, 71-80

Papaioannou, I. and Straub, D. (2012). Reliability updating in geotechnical engineering including spatial variability of soil. *Computers and Geotechnics* **42**, 44-51

Phoon, K.K. and Kulhawy, F. (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal* **4** (36), 612-624

Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. 1st edition. John Wiley and Sons

Prada, L.F., Ramos, A., Solaque, D. y Caicedo, B. (2011). Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico de un mutro de contención. *Obras y Proyectos* **9**, 49-58

Sentz, K., and Ferson, S. (2011). Probabilistic bounding analysis in the quantification of margins and uncertainties. *Reliability Engineering and System Safety* **96** 1126-1136

Tandjiria, V., Teh, C. and Low, B. (2000). Reliability analysis of laterally loaded piles using response surface methods. *Structural Safety* **22**, 335-355

Wang, G. and Sitar, N. (2011). Static and dynamic axial response of drilled piers. II Numerical simulation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **12** (137), 1143-1153

Zevgolis, I. and Bourdeau, P. (2010). Probabilistic analysis of retaining walls. *Computers and Geotechnics* **37**, 359-373

EMPRO Ltda.

Ensayos de Materiales y Prospecciones Limitada

Suelos - Hormigones - Asfaltos

25 años

al servicio de la región y el país

Ingeniería
Mecánica de Suelos
Fundaciones
Taludes
Mejoramiento de Terreno

Prospección de Suelos
Sondajes Marítimos
Sondajes Terrestres
Calicatas

Control de Obras Civiles
Densidad In Situ
Hormigones
Asfaltos

Laboratorio Acreditado
bajo NCh-ISO 17025 y
registro vigente MINVU

Estudio de los procesos hidrológicos de la cuenca del Río Diguillín

Study of the hydrological processes of the Río Diguillín watershed

Fecha de entrega: 2 de marzo 2012
Fecha de aceptación: 24 de mayo 2012

René Zúñiga¹, Enrique Muñoz² y José Luis Arumí³

1 Moller y Pérez-Cotapos Construcciones Industriales S.A., Ezequías Alliende 2386, Providencia, Santiago, Chile, rzs@mollerci.cl

2 Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Concepción, Chile, emunozo@ucsc.cl

3 Departamento de Recursos Hídricos, Universidad de Concepción, Vicente Méndez 595, Chillán, Chile, jarumi@udec.cl

En el valle central del centro sur de Chile existe una gran demanda por recursos hídricos por parte de las actividades económicas como también por las demandas de una mejor calidad del ambiente. La agricultura es una de las principales actividades económicas de la zona, la cual requiere asegurar la disponibilidad de recursos con una planificación y gestión adecuada, en especial para escenarios hidro-meteorológicos que se alejan de las condiciones normales o medias. Para la gestión y planificación de recursos hídricos de la zona resulta necesario conocer los procesos hidrológicos que predominan en la generación de escorrentía y almacenamiento, y disponer de herramientas que permitan estimar condiciones futuras. En el presente estudio se implementa un modelo hidrológico sobre la cuenca del río Diguillín. El modelo incorpora una conexión entre el agua superficial y el agua subterránea en la zona alta de la cuenca con el objeto de reproducir el comportamiento de la cuenca de modo realista. El modelo una vez calibrado es capaz de reproducir condiciones pasadas. Luego, el modelo se utiliza para evaluar el comportamiento de la cuenca ante diferentes escenarios de variabilidad climática producidos por el fenómeno El Niño Oscilación del Sur.

Palabras claves: modelo de balance hídrico, disponibilidad y manejo de recursos hídricos, interacción agua superficial con agua subterránea, variabilidad climática

In the central valley in South-Central Chile there is a high demand for water resources from the different economical activities as well as from an increasing demand of better environment quality. Agriculture is among the main economic activities in this area, which requires ensuring the availability of water resources with a proper planning and management, especially for not normal or mean hydro-meteorological scenarios. For the planning and management of water resources it is necessary to understand the main hydrological processes that predominate in the runoff generation and storage, and to dispose of tools for the estimation of future conditions. In this study a hydrological model for the Río Diguillín Watershed is implemented. The model incorporates a surface water and groundwater connection in the upper part of the watershed to reproduce by a realistic manner the observed behavior in the basin. Once the model is calibrated it is able to reproduce past conditions. Then, the model is used to evaluate the basin behavior under different scenarios of climate variability caused by El Niño Southern Oscillation.

Keywords: water balance model, water resources management and availability, surface-groundwater interaction, climate variability

Introducción

La agricultura es una de las principales actividades económicas en el valle central del centro y sur de Chile. Para que esta actividad resulte productiva se requiere de la

disponibilidad de recursos hídricos, recursos que provienen principalmente de cuencas pre-andinas y andinas y donde su disponibilidad depende, en gran medida, de la capacidad de almacenamiento y regulación de estas cuencas y de la variabilidad climática que afecte la zona. En otras palabras,

alteraciones y cambios en los patrones hidro-climáticos producidos por fenómenos regionales y globales, como El Niño Oscilación del Sur (ENOS) y cambio climático, pueden afectar directamente la hidrología de aquellas cuencas repercutiendo en la agricultura de riego. Por lo anterior, resulta necesario tener un conocimiento adecuado de las cuencas que almacenan y regulan los recursos hídricos en el valle central y de la hidrología de éstas, identificando procesos y sub-procesos predominantes en la disponibilidad hídrica.

Conocer e identificar los procesos predominantes en estas cuencas permite desarrollar y optimizar herramientas para la gestión y planificación de los recursos hídricos de modo de predecir el comportamiento hidrológico de una cuenca ante diferentes escenarios hidro-climáticos y de planificar y/o desarrollar planes de respuesta ante escenarios desfavorables.

Una alternativa para la gestión y administración de recursos hídricos es el uso de modelos hidrológicos. Los modelos hidrológicos han sido ampliamente usados en hidrología, siendo una herramienta útil para el entendimiento de los procesos relacionados con los recursos hídricos, para su cuantificación, para la estimación de impactos producto de los efectos del clima y para la estimación de los efectos por cambio de uso de suelo, entre otros.

Un modelo intenta reproducir bajo diferentes formas y procesos un fenómeno físico que ocurre sobre un objeto o territorio. Por lo tanto, en hidrología, un modelo busca representar un territorio delimitado por una divisoria de aguas (cuenca), y los fenómenos de transferencia de lluvia a caudal y de agua en el interior de ésta (Muñoz, 2011). En el presente trabajo se utilizó y modificó el modelo hidrológico presentado en Muñoz (2010) con el objeto de evaluar el comportamiento de la cuenca ante diferentes escenarios de variabilidad climática y de identificar procesos hidrológicos no simulados por dicho modelo en experiencias anteriores (presentadas en Böttcher, 2011). Böttcher (2011) obtuvo resultados no satisfactorios producto principalmente a que dicho modelo no fue capaz de simular procesos locales atribuibles a condiciones geológicas no consideradas.

Área de estudio

La Figura 1 muestra la cuenca del Río Diguillín. Ésta se sitúa en la ladera occidental de la cordillera de los Andes en el centro sur de Chile. La cuenca del Río Diguillín es una subcuenca de la del Río Itata y se ubica entre las latitudes $36^{\circ}48'S$, $37^{\circ}03'S$ y longitudes $71^{\circ}19'W$, $72^{\circ}22'W$. Posee un área total de 1257 km^2 y su elevación varía entre 100 y 3175 msnm en el límite oriental. Nace bajo el complejo volcánico Nevados de Chillán, desde donde nace el Estero Renegado (su principal tributario) y donde se origina el valle Nevados de Chillán. Por otra parte, se encuentra en una de las regiones extra-tropicales más afectadas por el ENOS (Grimm *et al.*, 2000), presentando estacionalidad y variabilidad interanual en los patrones locales hidrometeorológicos (Grimm *et al.*, 2000, Montecinos y Aceituno, 2003).

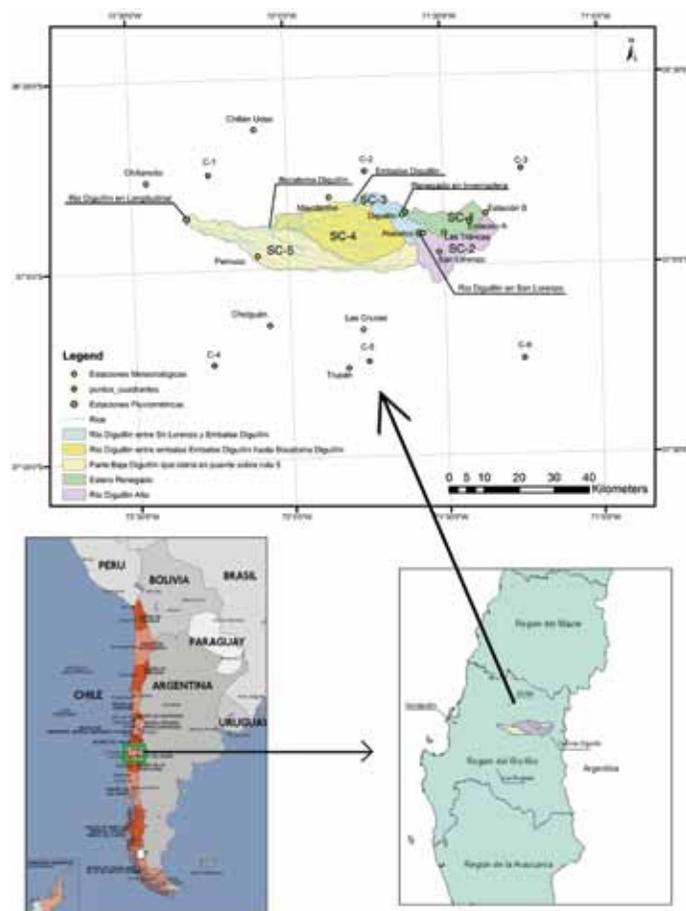


Figura 1: Mapa de ubicación de la cuenca del Río Diguillín

La precipitación media anual sobre la cuenca es de 1875 mm con un período pluvial durante el invierno y un período

de deshielo y derretimiento de nieve durante la primavera e inicio del verano, mientras que la temperatura media mensual del aire en la cuenca es de 12.4°C con un rango entre 6°C en invierno a 20°C en verano.

Debido a la ubicación en la montaña de la cuenca, lo cual se refleja en su geología y morfología, la cuenca presenta alta variabilidad temporal con respecto a las características hidro-meteorológicas, donde el efecto orográfico produce un incremento en los montos de las precipitaciones (Garreaud, 2009, Vicuña *et al.*, 2011, Dixon *et al.*, 1999) y una conexión a nivel de cuenca y subcuenca de tipo interacción agua superficial-subterránea. Adicionalmente, esta es una zona afectada por el fenómeno ENOS. El ENOS es un fenómeno acoplado entre el océano y la atmósfera que se caracteriza por fluctuaciones irregulares (de 2 a 7 años de periodicidad), donde la alternancia de El Niño/La Niña son la principal fuente de variabilidad interanual. Los episodios de El Niño/La Niña están asociados a precipitaciones por sobre/bajo la media donde la temperatura del aire es más cálida/fría de lo normal (Garreaud, 2009).

Con la finalidad de estudiar los procesos hidrológicos a escala de subcuenca, la cuenca del Río Diguillín se subdividió en 5 subcuencas, las cuales se definieron según las zonas de interés a analizar y según la disponibilidad de estaciones de control para la posterior calibración y validación del modelo. La sub-división se hizo separando los tramos del Río Renegado en Invernada (SC-1), Río Diguillín en San Lorenzo (SC-2) y Río Diguillín Tramo Bajo (SC-3*), la cual se descompuso a su vez en Embalse Diguillín (SC-3), Bocatoma Diguillín (SC-4) y Río Diguillín en Longitudinal (SC-5). En la Figura 1 se muestra un esquema con la subdivisión por subcuencas antes mencionada.

Descripción del modelo hidrológico

En el presente estudio se utilizó el modelo de balance hídrico pluvio-nival y semi-distribuido de tipo conceptual presentado en Muñoz (2010) y Muñoz *et al.*, (2011). El carácter conceptual del modelo puede ser discutible debido a que los modelos de los cuales se obtienen resultados numéricos son comúnmente designados como modelos de tipo matemáticos. Este modelo simula los procesos

pluviales y de derretimiento de nieve por separado y permite incluir alteraciones antropogénicas sobre el régimen de caudales sumando o restando los flujos. La Figura 2 muestra un esquema del modelo utilizado.

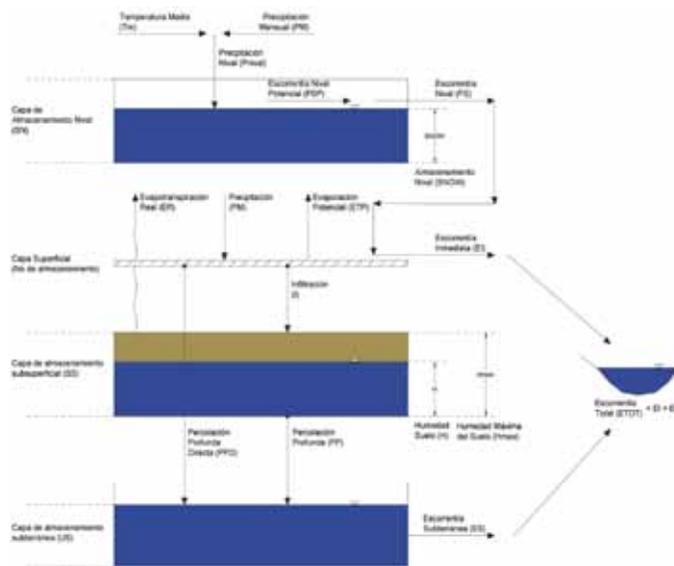


Figura 2: Diagrama descriptivo del modelo hidrológico (Muñoz, 2010)

La componente pluvial se modela a través de un modelo de precipitación-escorrentía que considera la cuenca como un sistema de doble almacenamiento, un sistema de almacenamiento superficial (SS) y un sistema de almacenamiento subterráneo (US). El SS representa el agua almacenada en el estrato de suelo no saturado, es decir, como humedad del suelo (H). El US representa el agua almacenada en el estrato de suelo saturado. El modelo requiere de dos variables de entrada, la precipitación (PM) y la evapotranspiración potencial (ETP). La salida del modelo es la escorrentía total (ETOT) a la salida de cuenca, la cual se compone de la suma de escorrentía subterránea (ES) más la escorrentía directa o superficial (EI). Los montos de escorrentía se calculan a través de seis parámetros de calibración, más dos parámetros que permiten analizar la sensibilidad de las variables de entrada PM y ETP.

El módulo nival determina la nieve caída (P_{nival}) basado en la precipitación por sobre la isoterma de 0°C. Para ello, se estima una temperatura media representativa de la cuenca y se asume que ésta actúa sobre el centro de gravedad

de la cuenca. Luego, utilizando la curva hipsométrica de la cuenca y el gradiente de temperatura de la zona de estudio, se determina dónde (a qué elevación) se tiene la isoterma cero, isoterma que de acuerdo al modelo separa la precipitación pluvial de la nival. Luego, P_{nival} es almacenada en un tercer sistema de almacenamiento que es el sistema de almacenamiento nival SN, y así se obtienen los resultados de derretimiento basándose en el concepto del método de grados-día (Rango y Martinec, 1995). Utilizando el método de grados-día, se calcula el derretimiento potencial (PSP) y luego sobre la base de la nieve almacenada, se determina el derretimiento real (PS). Luego, PS se distribuye en el módulo pluvial a través de un parámetro de calibración. La Tabla 1 presenta una breve descripción de los parámetros y su influencia en el modelo.

Tabla 1: Parámetros del módulo pluvial y nival del modelo hidrológico mensual

Parámetro	Descripción	Influencia	
Pluvial	$C_{m\acute{a}x}$	Coefficiente de escorrentía máxima cuando el almacenamiento sub-superficial está saturado	EI
	P_{lim} , mm	Monto de precipitación límite sobre el cual existe percolación profunda directa (PPD)	PPD
	D	Porcentaje de precipitación sobre P_{lim} que se transforma en PPD	PPD
	$H_{m\acute{a}x}$, mm	Capacidad máxima de almacenamiento en la Capa sub-superficial	$C_{m\acute{a}x}$ y ER
	PORC	Fracción de $H_{m\acute{a}x}$ que define el contenido de agua en el suelo bajo el cual existen restricciones sobre los procesos de evaporación	H_{crit} y ER
	C_k	Coefficiente de escorrentía subterráneo	ES
	A	Factor de ajuste de los datos de Precipitación	PM
B	Factor de ajuste de los datos evaporación	PET y ER	
Nival	M , mm $^{\circ}C^{-1}$	Fracción de nieve que se derrite sobre una temperatura base (T_b) de inicio del derretimiento	PSP, PS
	T_b [$^{\circ}C^{-1}$]	Temperatura base que indica el inicio del derretimiento (normalmente $0^{\circ}C$)	PSP, PS
	DM	Tasa mínima de derretimiento cuando $T_m < T_b$	PSP, PS
	F	Porcentaje de nieve derretida que se incorpora a la escorrentía directa EI	EI
	FgT	Factor de ajuste de los datos de gradiente térmico (debería ser 1 si el gradiente térmico es medido en campo)	P_{nival}

Por otra parte, el modelo comprende un módulo de

alteraciones externas, el cual permite incorporar alteraciones al régimen como canales de trasvase, simulando la entrada y/o salidas hacia/desde una cuenca mediante la suma o resta de flujos según lo siguiente.

$$Q_{out}(t) = ETOT(t) + Q_{contribuciones}(t) - Q_{extracciones}(t) \quad (1)$$

Donde la descarga la cuenca Q_{out} en el paso de tiempo t , equivale a la escorrentía de la cuenca ETOT, más los caudales de aportes $Q_{contribuciones}$, menos las extracciones $Q_{extracciones}$ durante el mismo período. Para una descripción más detallada del modelo se recomienda revisar Muñoz (2010).

Pre-proceso, datos de entrada y metodología

Para el funcionamiento del modelo es necesario disponer de series de precipitación, temperatura del aire y evapotranspiración potencial, más la caracterización morfológica de la cuenca. Para la caracterización morfológica de la cuenca, se construyó un modelo digital de elevaciones utilizando datos de la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) de 3 arco-segundos (90 m). A partir de la cual se obtuvieron descriptores morfo-métricos de la cuenca y sub-cuencas definidas.

En cuanto a los datos de entrada, se recolectaron series de precipitación de las estaciones pluviométricas Las Trancas, San Lorenzo, Las Cruces, Cholguán, Pemuco, Trupán, Chillancito, Diguillín, Atacalco (administradas por la Dirección General de Aguas, DGA), y Universidad de Concepción Campus Chillán (administrada por la Universidad de Concepción), y series sintéticas de temperatura publicadas por el Centro de Investigación sobre el Clima de la Universidad de Delaware UD (Willmot y Matsuura, 2008). Por otra parte, la evapotranspiración potencial se calculó utilizando el método de Thornthwaite y serie de datos de temperatura UD. La distribución espacial de dichas variables sobre la cuenca se realizó mediante polígonos de Thiessen.

Debido a la disponibilidad y calidad de los datos de entrada, el análisis se llevó a cabo a paso de tiempo mensual para un período de 22 años (1985 – 2008). La calibración y validación se realizó para el período 1985 –1998 y 1999

– 2008 y sobre la base de tres sub-cuencas que disponen de control fluviométrico confiable, las SC-1, SC-2 y SC-3* controladas por las estaciones Renegado en Invernada, Diguillín en San Lorenzo y Diguillín en Longitudinal respectivamente.

Cabe mencionar que con el objeto de mejorar la representatividad de los datos de entrada se crearon 2 estaciones pluviométricas con datos extrapolados de precipitaciones (Estaciones A y B, ver Figura 1). Puesto que la parte más alta de la cuenca (por sobre los 1200 msnm) no posee registros pluviométricos y debido a que es necesario cuantificar el efecto orográfico presente en la zona, se crearon estaciones sintéticas correlacionando los montos de precipitación mensual con la elevación de las estaciones consideradas en el estudio. A partir de dicha correlación, se obtuvo un factor medio de 1.38 y 1.64 para la estación A y B respectivamente, donde dicho factor se aplicó sobre la última estación más arriba en la cuenca (Las Trancas).

Para llevar a cabo la calibración y validación del modelo, se utilizó la herramienta Monte Carlo Analysis Toolbox MCAT (Wagener y Kollat, 2007). MCAT es una herramienta que a través de simulaciones de Monte Carlo y que utilizando la metodología de estimación de incertidumbre probable generalizada (Beven y Binley, 1992) permite investigar la identificabilidad de un modelo y de sus parámetros. Esto es, la selección adecuada de un modelo, de su estructura y/o de los parámetros de éste a fin de reducir la incertidumbre de las salidas y de obtener un comportamiento realista o físicamente razonable de los procesos simulados por dicho modelo. MCAT permite calibrar un modelo de un modo semi-automático, permitiendo al usuario mantener un comportamiento identificable o realista del modelo. Para ello, MCAT opera ejecutando repetitivas simulaciones utilizando un set de parámetros seleccionados aleatoriamente dentro de un rango definido por el usuario. El programa almacena las salidas y los valores de la(s) función(es) objetivo (medida de la calidad de las simulaciones) para su posterior análisis.

Para la calibración se realizaron 15000 simulaciones utilizando rangos de los parámetros definidos a partir de experiencias previas (por ejemplo Muñoz, 2010; Ortiz *et*

al., 2011; Muñoz *et al.*, 2011; Böttcher, 2011) donde el propósito fue iterar utilizando conceptos de sensibilidad e identificabilidad (Wagener y Kollat, 2007) hasta encontrar el mínimo rango identificable de cada parámetro del modelo. Para ello se utilizaron gráficos de dispersión, los cuales relacionan el valor de cada parámetro con el valor de la función objetivo obtenido y gráficos de identificabilidad y sensibilidad regional, los cuales representan curvas de función de distribución acumulada (cdf) según una función objetivo pre-determinada. De 10 grupos de simulaciones (cada grupo contiene un 10% del total de simulaciones), el 10% de las mejores simulaciones es representado en una curva de color magenta, y el 10% de las peores simulaciones en una curva de color cian (Figura 4). Utilizando estas herramientas es posible determinar en qué rangos de cada parámetro, el modelo responde positiva o negativamente según los valores tomados por los parámetros. Esto permite identificar rangos acotados donde cada parámetro influye positivamente sobre la calidad de las simulaciones, lo cual se cuantifica a través de la función objetivo pre-definida.

La función objetivo utilizada fue el índice de eficiencia de Kling-Gupta KGE (Gupta *et al.*, 2009).

$$KGE = 1 - \sqrt{(r - 1)^2 + (\alpha - 1)^2 + (\beta - 1)^2} \quad (2)$$

Donde r es el coeficiente de correlación de Pearson, α es la razón entre la desviación estándar de los caudales simulados y observados, y β es la razón entre los caudales medios simulados y observados. La función KGE es una mejora del índice de eficiencia de Nash-Sutcliffe NSE (Nash y Sutcliffe, 1970), donde las componentes de correlación, desviación y variabilidad están ponderados de manera equitativa, resolviendo problemas sistemáticos de subestimación en los valores máximos y de poca variabilidad identificados en la función NSE (Gupta *et al.*, 2009). Al igual que la función NSE, KGE varía entre $-\infty$ y 1, siendo este último el valor óptimo. Para efectos del uso de MCAT se utilizó la transformada $1 - KGE$, donde el valor óptimo es equivalente a 0, y el peor modelo se asocia a $+\infty$. Si bien esta transformada no aporta en mayor medida al análisis, permite operar con MCAT puesto que por defecto MCAT asocia los valores óptimos de una función objetivo con los mínimos obtenidos de dicha función.

Posterior a la calibración se realizó un proceso de validación donde se verificó que los parámetros de la mejor simulación presentaban resultados similares en la validación. Luego, con el objeto de evaluar diferentes escenarios de variabilidad climática (El Niño y/o La Niña) y de analizar la capacidad de respuesta y resiliencia de la cuenca ante dichos eventos, se realizaron las siguientes simulaciones en las 3 subcuencas utilizadas para la calibración del modelo: i) 5 años normales (año promedio), ii) 5 años secos (según año medio La Niña), iii) 5 años húmedos (según año medio El Niño), iv) 3 años secos y 2 años normales, v) 3 años húmedos y 2 años normales, vi) 3 años secos y 2 años húmedos, y vii) 3 años húmedos y 2 años secos. Resiliencia de la cuenca se interpreta como la capacidad de soportar eventos que difieren significativamente de las condiciones medias.

Resultados y discusión

En las Figuras 3 y 4 se muestran los gráficos de dispersión y de análisis de sensibilidad regional de los parámetros del modelo. Ambos gráficos corresponden a la primera iteración de la SC-1 considerando el rango inicial definido para los parámetros del modelo.

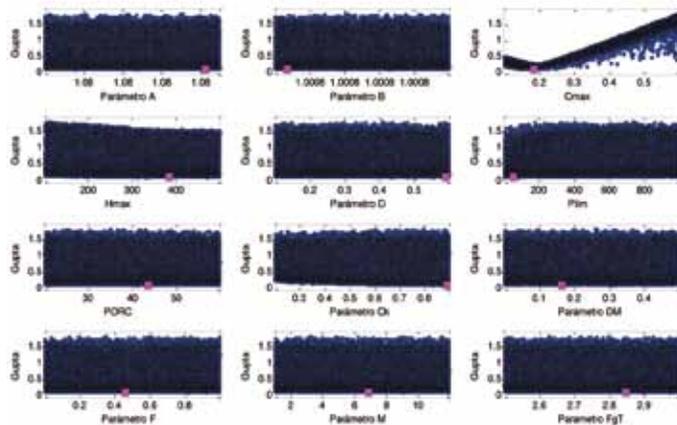


Figura 3: Diagrama de dispersión de parámetros del módulo pluvial y nival, considerando la función objetivo 1 - KGE para la primera iteración

Cabe mencionar que durante el proceso de calibración no se obtuvieron resultados aceptables, esto es, valores de KGE menores que 0.6. Por lo que en función de los resultados presentados por Böttcher (2011) donde se muestran diferencias superiores a un 100% entre caudales simulados y observados en el flujo base en las sub-cuencas

SC-1 y SC-2, y según afloramientos de aguas subterráneas observados en la ladera norte del Río Diguillín en el tramo superior (en la SC-2), se decidió modificar la estructura del modelo hidrológico incorporando una conexión de aguas subterráneas desde la SC-1 hacia la SC-2. El parámetro asociado a esta conexión que considera el porcentaje del flujo base que se transfiere de la SC-1 a la SC-2, el cual se determinó mediante un balance hídrico a largo plazo determinado para el período de calibración, y se verificó su representatividad para el período de validación. Dicha transferencia se estimó en un 77% del flujo base de la SC-1 que es aportado a la SC-2.

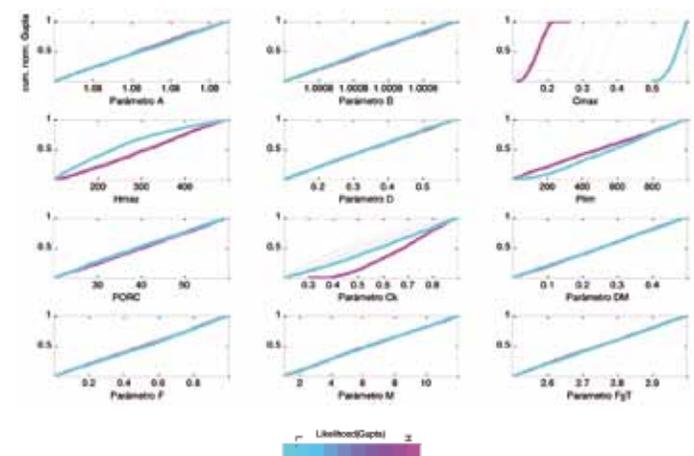


Figura 4: Análisis de sensibilidad e identificabilidad usando la función objetivo 1 - KGE, para la primera iteración

Del análisis se obtuvo que las sub-cuencas estudiadas presentaron sensibilidad e identificabilidad (mayor pendiente en cdf del 10% de las mejores simulaciones, curva color magenta) a los factores de modificación de las entradas A y B, y a los parámetros del modelo C_{max} , H_{max} y C_k . Esto sugiere que los procesos predominantes en la hidrología de la cuenca del Río Diguillín son los procesos de escorrentía directa y flujo subterráneo, y el almacenamiento de agua en el suelo, el cual a su vez tiene relación directa con flujo subterráneo y con la evapotranspiración. Por otra parte, los parámetros asociados a la componente nival no presentaron mayor sensibilidad (curvas de pendiente constante en Figura 4), sugiriendo que dichos procesos son despreciables en dicha cuenca para el paso de tiempo mensual utilizado en el modelo.

En la Figura 3 se observa que el parámetro C_{max} posee

un mínimo inferior a 0.2, y en la Figura 4 se observa identificable entre 0.1 y 0.2, valores que representan una cuenca con suelo de alta permeabilidad y pendientes fuertes, resultados similares a los observados en cuencas aledañas por Ortiz *et al.* (2011) y Muñoz *et al.* (2011). Por otra parte, los factores A y B fueron calibrados en 1.08 y 1 respectivamente para las SC-1 y SC-3 con el fin de cerrar el balance hídrico a largo plazo. Lo anterior se traduce en que a pesar de extrapolar los montos de las precipitaciones en la parte alta de la cuenca, y de intentar incorporar en las series sintéticas el efecto orográfico, las series de precipitaciones de entrada de la SC-1 fueron subestimadas, por lo que tuvieron que ser amplificadas en 8% de modo de cerrar el balance hídrico a largo plazo, y mejorar la calidad de las salidas del modelo. De modo análogo, la serie de precipitaciones de la SC-3* tuvo que ser reducida en un 7% a fin de asegurar el cierre del balance hídrico a largo plazo de la sub-cuenca.

Por otro lado, en las Tablas 2 y 3 se muestran los parámetros del módulo pluvial y nival de las calibraciones de las 3 subcuencas. Donde los significados físicos de los parámetros tienen relación con los procesos e interacciones que ocurren en la cuenca.

Tabla 2: Valores finales de los parámetros del módulo pluvial, resultado de la calibración

Módulo pluvial	SC-1	SC-2	SC-3*
C_{max}	0,17	0,6	0,6
H_{max} , mm	322	200	229
D, %	31	16	28
P_{lim} , mm	50	29	390
PORC, %	20	35	29
C_k	0,89	0,86	0,9
A	1,08	1,08	0,93
B	1	1	1

En la Tabla 4 se muestra el valor que adopta la función objetivo KGE, donde se observa que los valores de KGE más altos corresponden a las SC-2 y SC-3*, es decir, en aquellas subcuencas los caudales simulados se asemejan a los observados. Aunque la SC-1 no posee tan buenos resultados como las 2 subcuencas anteriores, los resultados se consideran aceptables.

Tabla 3: Valores finales de los parámetros del módulo nival, resultado de la calibración

Módulo nival	SC-1	SC-2
M, mm°C ⁻¹	5,3	1,9
Tb, °C	0	0
DM	0,42	0,39
F	0,7	0,7
FgT	2,7	2,9

Tabla 4: Valores de la función objetivo para las diferentes subcuencas.

KGE	Calibración	Validación
SC-1	0,85	0,81
SC-2	0,92	0,91
SC-3*	0,91	0,93

En la Figura 5 se muestra los caudales simulados y los observados para la SC-1, para el periodo 1985-2008, donde se calibró entre 1985-1998 y se validó entre 1999-2008. De la figura se observa que los caudales simulados se asemejan a los observados, sin embargo, se observa entre los años 1989-1990, 1996-1997 y 2004-2005, los caudales simulados son mayores a los registrados. Éste se debe probablemente a la existencia de una conexión subterránea hacia la SC-3* no considerado en el modelo desarrollado.

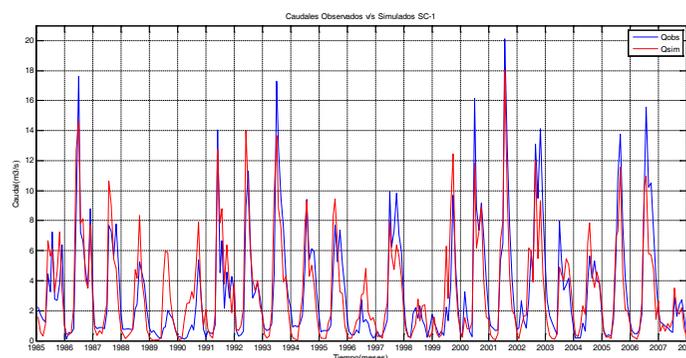


Figura 5: Comparación entre caudales simulados y observados para la SC-1. Periodos calibración y validación.

También se observa a principios de los años 1993-1996 que los caudales registrados son mayores a los simulados, esto se debe probablemente al derretimiento de glaciares que no están contempladas en el modelo.

Para analizar la sensibilidad de la cuenca del Río Diguillín y de sus sub-cuencas ante escenarios de variabilidad climática se realizaron simulaciones a 5 años considerando combinaciones de años húmedos, secos y medios. En la Figura 6 se observa la conexión que existe entre el cambio en las precipitaciones y los caudales en la cuenca. Se observa que la escorrentía total es altamente sensible a la variabilidad de las precipitaciones. Además, se observa que el agua en la cuenca tiene un tiempo de residencia muy corto, ya que si se analiza el escenario de 3 años húmedos y luego 2 años secos, se observa que al pasar del año húmedo al seco, no existe acumulación ni liberación de agua de modo gradual ya que los flujos disminuyen rápidamente, asemejándose a la simulación generada para 5 años secos.

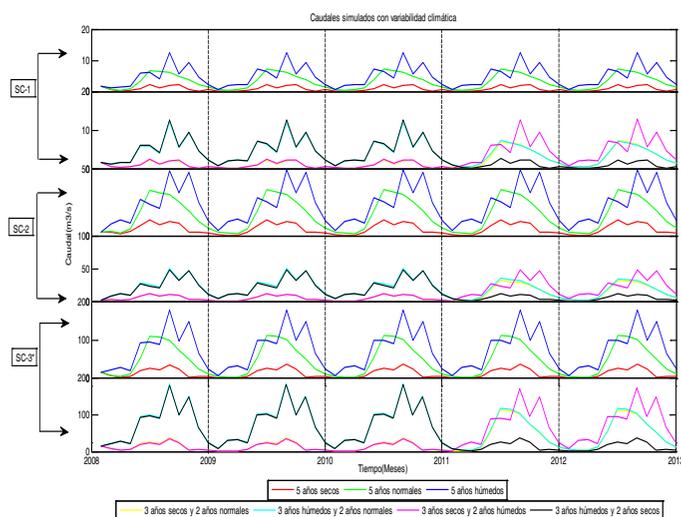


Figura 6: Simulaciones bajo escenarios de variabilidad climática para SC-1, SC-2 y SC-3*, en el periodo 2008-2013

Por otro lado, se observa que la cuenca tiene una baja capacidad de resistir periodos de sequía, ya que el caudal disminuye rápidamente a medida que también lo hacen las precipitaciones. Por el contrario, la cuenca posee una alta capacidad de recuperación, ya que el caudal aumenta rápidamente al pasar de un periodo seco a uno de condiciones normales o húmedos.

Conclusiones

Se identificaron los principales procesos hidrológicos generadores de escorrentía de la cuenca del Río Diguillín en diferentes zonas. A través de un modelo hidrológico se estableció una interacción de agua superficial con

agua subterránea en el tramo superior de la cuenca, y una probable conexión entre las sub-cuencas del tramo superior con la zona baja y media del Río Diguillín. De esta forma el modelo es una herramienta de apoyo a la gestión y planificación adecuada de los recursos hídricos de la cuenca.

Se realizaron simulaciones para SC-3 y SC-4 con los parámetros del modelo validado, resultados que permiten apoyar la gestión de recursos de la zona pre-andina de la cuenca, donde se ubica el Embalse Diguillín y donde además se utiliza la mayor cantidad de recursos de la cuenca con fines agrícolas.

No se pudo cuantificar las recuperaciones en la parte baja de la cuenca atribuidas principalmente a exfiltraciones, ya que no se cuenta con puntos de medición adecuados ni suficientes, por lo cual se recomienda instalar más estaciones fluviométricas que puedan registrar caudales en la parte baja de la cuenca del Río Diguillín.

Se realizaron simulaciones de 5 años con una combinación de escenarios climáticos adversos para evaluar la vulnerabilidad debida a la variabilidad climática de la cuenca. Se encontró que la cuenca posee una baja capacidad de resistir periodos secos, ya que al disminuir las precipitaciones, el caudal disminuye rápidamente, sin existir un flujo que amortigüe estos cambios. Sin embargo, ésta posee una alta capacidad de recuperación, ya que al aumentar las precipitaciones aumenta rápidamente la escorrentía.

Agradecimientos

Los autores agradecen especialmente al Proyecto FONDECYT 1110298 Water availability in a stressed Andean watershed in central Chile: vulnerability Andean climate variability, por haber financiado parte importante de esta investigación.

Referencias

- Beven, K. and Binley, A. (1992). The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction. *Hydrological Processes* 6, 279-298
- Böttcher, W. (2011). *Simulation of the precipitation-runoff behavior in the Diguillín Watershed (Central Chile)*. Diploma

- Thesis. Department of Physical Geography and Landscape Ecology, University of Leibniz Hannover, Germany
- Dixon, H. J., Murphy, M.D., Sparks, S.J., Chávez, R., Naranjo, J.A., Dunkley, P.N., Young, S. R., Gilbert, J. S. and Pringle, M.R. (1999). The geology of Nevados de Chillán volcano, Chile. *Revista Geológica de Chile* **26**(2), 227-253
- Garreaud, R. D. (2009). The Andes climate and weather. *Advances in Geosciences* **22**, 3–11
- Grimm, A.M., Barros, V.R., and Doyle, M.E. (2000). Climate variability in southern South America associated with El Niño and La Niña events, *Journal of Climate* **13**, 35-58
- Gupta, H. V., Kling, H., Yilmaz, K. K. and Martinez, G. F. (2009). Decomposition of the mean squared error and NSE performance criteria: implications for improving hydrological modeling. *Journal of Hydrology* **377**, 80-91
- Montecinos, A. y Aceituno, P. (2003). Seasonality of the ENSO-related rainfall variability in central Chile and associated circulation anomalies. *Journal of Climate* **16**(2), 281-296
- Muñoz, E., Álvarez, C., Billib, M., Arumí, J.L. and Rivera, D. (2011). Comparison of gridded and measured rainfall data for basin-scale hydrological studies, *Chilean Journal of Agricultural Research* **71**, N° 3, 459-468
- Muñoz, E. (2010). *Desarrollo de un modelo hidrológico como herramienta de apoyo para la gestión del agua. Aplicación a la cuenca del río Laja, Chile*. Tesis de Master, Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y del Medio Ambiente, Universidad de Cantabria, España
- Muñoz, E. (2011). *Perfeccionamiento de un modelo hidrológico aplicación de análisis de identificabilidad dinámico y uso de datos grillados*. Tesis de Doctorado, Departamento de Recursos Hídricos, Universidad de Concepción, Chillán, Chile
- Nash, J. and Sutcliffe, J. (1970). River flow forecasting through conceptual models part I: a discussion of principles. *Journal of Hydrology* **10**(3), 282–290
- Ortiz, G., Muñoz, E. y Tume, P. (2011). Incerteza en las variables de entrada de un modelo hidrológico conceptual. Efectos sobre la incerteza en las salidas. *XX Congreso Chileno de Hidráulica*, Octubre 2011, Santiago, Chile
- Rango, A. and Martinec, J. (1995). Revisiting the degree-day method for snowmelt computations. *Journal of the American Water Resources Association* **31**(4), 657-669
- Vicuña, S., Garreaud, R. D., and McPhee, J. (2011). Climate change impacts on the hydrology of a snowmelt driven basin in semiarid Chile. *Climatic Change* **105**: 469–488
- Wagener, T. and Kollat, J. (2007). Numerical and visual evaluation of hydrological and environmental models using the Monte Carlo analysis toolbox. *Environmental Modelling and Software* **22**, 1021-1033
- Willmot, C. and Matsuura, K. (2008). Terrestrial air temperature and precipitation: Monthly and annual time series (1900–2008) Version 1.02. University of Delaware, <http://climate.geog.udel.edu/climate>

Trabajando a lo largo de todo Chile



- Fundaciones Especiales
- Canalizaciones Subterráneas

Fundaciones Especiales

- Anclajes Postensados (Temporales y Permanentes)
- Muro Berlínés
- Muros Pantalla
- Pantallas Plásticas
- Water In Take
- Soil Nailing
- Estabilización de Taludes
- Pilotes Hincados
- Pilotes Preexcavados
- Inyecciones de lechadas y compuestos químicos.
- Drenajes Sub-Horizontales
- Micropilotes
- Densificación de Terrenos
- Compactación Dinámica
- Ingeniería Geotécnica
- Pruebas de Carga

Canalizaciones Subterráneas

- Hincado Subterráneo desde Diam=150 mm, hasta Diam=1.200 mm.
- Cracking de Agua, Gas y alcantarillado (renovación de redes sin rotura de pavimentos)
- Atravesos Subterráneos de Tuberías Plásticas
- Relining
- Atravesos en roca



Barros Arana N° 492, Oficina 63, Concepción
Fono: (41) 246 77 41
Fax: (41) 246 77 42
E-mail: lancuyen@lancuyen.cl

Requerimientos de publicación

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

6. Navarrete, M. (2009). Influencia del contenido de finos no plástico en la rigidez y el amortiguamiento a bajas amplitudes de deformación en arenas cuarzosas. *Obras y Proyectos* 6, 19-30
Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, Th. and Poblete, M. (2005). Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 (12), 923 - 932
Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Spon Press
7. Las tablas y fórmulas (ecuaciones) deberán ser numeradas secuencialmente en el mismo orden en que aparecen en el texto, con números arábigos y haciendo referencia a ellas como: Tabla 1, Tabla 2, fórmula (1), fórmula (2)...etc., según corresponda. En el caso de las tablas, ellas no deben duplicar los resultados presentados en gráficos y el título debe colocarse en la parte superior. El sistema de unidades a emplear será el Sistema Internacional (SI).
8. Las figuras pueden incluir gráficos, esquemas y diagramas. Las figuras deben enviarse en una condición lista para su publicación, con calidad de impresión láser. Si son fotografías, deben ser de alta calidad. Deben numerarse en forma secuencial: Figura 1, Figura 2 o Foto 1, Foto 2, etc. y su título deberá colocarse en la parte inferior. Las figuras deberán ser mencionadas dentro del texto antes de que aparezcan.
9. Las opiniones vertidas en los artículos publicados en *Obras y Proyectos* son de exclusiva responsabilidad del autor o los autores de los mismos y no reflejan necesariamente los puntos de vista del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción.
10. El envío de un artículo a la revista *Obras y Proyectos* implica que los autores aceptan transferir el derecho de autor de sus artículos a la Editorial siempre y cuando el artículo sea aceptado para publicación. El derecho de autor cubre los derechos exclusivos para la reproducción y distribución del artículo, incluyendo re-impresiones, reproducciones fotográficas, microfilms, escaneo de documentos o cualquier reproducción de naturaleza similar así como traducciones. Permisos para usar figuras que no son de propiedad de los autores deben ser obtenidos por el autor en forma previa al envío del artículo.

INGENIERÍA CIVIL GEOLÓGICA



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

Descripción ■

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

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

Áreas de estudio ■

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

Ficha ■

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

Campo laboral ■

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

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

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



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION

Magíster en **INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

PROGRAMA DE POSTGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN

El programa de Magíster en Ingeniería Geotécnica MIG tiene como objetivo formar especialistas capaces de evaluar la aplicabilidad de soluciones existentes a los problemas de Ingeniería Geotécnica y de no ser éstas aplicables, desarrollar soluciones nuevas. Con ello el MIG viene a satisfacer la demanda existente en el sector público y privado de profesionales altamente calificados.

La modalidad del programa es académica, cubriendo un conjunto de cursos obligatorios y optativos más una tesis de investigación. La realización de la tesis requiere de la dedicación exclusiva del alumno(a) con el fin de que el resultado del trabajo de tesis constituya un aporte significativo al desarrollo de la Ingeniería Geotécnica en cualquiera de sus áreas.

El programa de MIG está pensado para Ingenieros Civiles y Geólogos con buen rendimiento académico y buen nivel de comprensión de lectura técnica en idioma inglés.

Se invita cordialmente a los interesados a postular. Para ello completar el formulario de postulación, enviar curriculum vitae de no más de tres hojas, dos referencias, certificado de notas y certificado de título **antes del 1 de Marzo** (primer semestre) y **antes del 1 de Julio** (segundo semestre) a:

Programa de Magíster en Ingeniería Geotécnica - Departamento de Ingeniería Civil
Universidad Católica de la Santísima Concepción - Alonso de Ribera 2850 - Casilla
297 Concepción - Chile.

**Para mayores antecedentes visite nuestra página www.civil.ucsc.cl
Consultas al teléfono: 56 41 2735303 o al email: mariellagarcia@ucsc.cl**

