

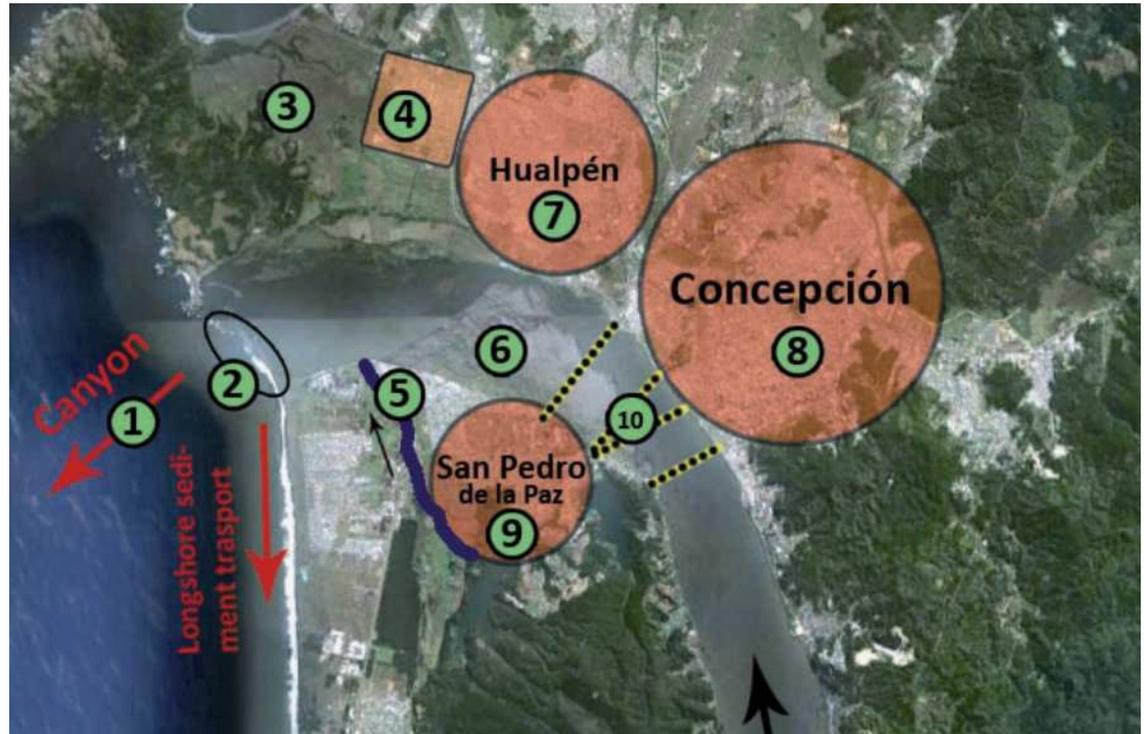
Obras y Proyectos

Revista de Ingeniería Civil

Edición 14, Primavera 2013



Obras y Proyectos



Pérdidas de vidas, viviendas, infraestructura y embarcaciones por el tsunami del 27 de Febrero de 2010 en la costa central de Chile

Casualties, housing, infrastructure and vessel losses due to the February 27, 2010 Chile tsunami on the central coast of Chile
M. Contreras y P. Winckler

Flood defence alternatives for the lower Bío Bío River, Chile

Alternativas de defensas contra inundaciones para la parte baja del río Bío Bío, Chile
C. van Heemst, J. Willems, A. Weller, H. van Verseveld, D. Caamaño y R. Aránguiz

Estudio experimental de microaglomerado asfáltico antiderrapante modificado con NFU

Experimental study of non-skid microsurfacing asphalt modified with recycled tires
G. Botasso y A. Segura

Comparación entre mediciones de velocidad obtenidas con los equipos GPS y Pistola Láser

Comparison of speed measurement data obtained with GPS and laser gun devices
T. Echaveguren, A. Díaz y D. Arellano

Aplicación del método de opciones reales en la valoración de proyectos inmobiliarios

Application of the real options valuation method to estate projects
E. Forcael, A. Andalaft, R. Schovelin, y P. Vargas

Dealing with uncertainty in Earthquake Engineering: a discussion on the application of the Theory of Open Dynamical Systems

Enfrentando la incertidumbre en Ingeniería Sísmica: una discusión sobre la aplicación de la Teoría de Sistemas Dinámicos Abiertos
P. Quintana-Gallo, R. Rebolledo y G. Allan



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



Scientific Electronic Library Online

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

REFUERZO DE SUELOS GEOMALLAS DE HDPE Y PP



- MUROS DE CONTENCION MSE SISTEMA MESA Y RSS SISTEMA SIERRA VEGETALIZADO
- REFUERZO DE SUBRASANTES BLANDAS
TURBAS - MALLINES - HUMEDALES
- CONTROL DE SOCAVACION - GEOCOLCHONES TRITON





ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES
EDIFICIO PLAZA CORDOVA – LAS CONDES



MICROPILOTES AUTOPERFORANTES
EDIFICIO COSTANERA CONCEPCIÓN



MICROPILOTES PERMANENTES FUNDACIÓN
TOLVA CALCINA – FUNDACIÓN CHUQUICAMATA

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 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 Projets e Consultoria Ltda., São Paulo, Brasil
Dr. Giang Nguyen
The University of Adelaide, Australia
Dr. Ricardo Nicolau
JRI Ingeniería, Santiago, Chile
Ing. Mauro Poblete
Instituto de Tecnología de Karlsruhe, Alemania
Ing. Mauricio Villagrán
Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile

Comité editorial

Dr. Giovanni Alvarado
AECOM Pty Ltd, Perth, Australia
Dr. Rodrigo Cienfuegos
Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
Dra. Luisa Equihua
Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla, México
Dr. Wagner Fleming
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dr. David Muriá
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Efraín Ovando
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Felipe Prada
Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia
Dr. Iván Salazar,
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dra. Alejandra Stehr
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Tetsuo Tobita
Universidad de Kioto, Japón
Dr. Ingo Weidlich
AGFW e.V., Frankfurt/Main, Alemania
Dr. Torsten Wichtmann
Instituto de Tecnología 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. Patricia Alarcón
palarcon@ucsc.cl - fono: 56 41 2345852
\$8.000 anual (US\$30, €20, £ 18)
Estudiantes \$5.000 (US \$ 18, € 15, £ 12)
Valor ejemplar \$4.500 (US \$ 16, € 18, £ 9)

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

Revista indexada y catalogada en  www.sciendo.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.

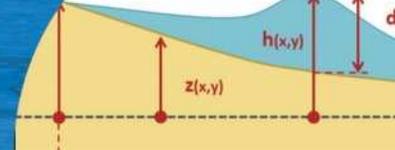
Revisión de artículos por pares evaluadores externos

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

Contenidos



- 6** **Pérdidas de vidas, viviendas, infraestructura y embarcaciones por el tsunami del 27 de Febrero de 2010 en la costa central de Chile**
Casualties, housing, infrastructure and vessel losses due to the February 27, 2010 Chile tsunami on the central coast of Chile
M. Contreras y P. Winckler
- 22** **Flood defence alternatives for the lower Bío Bío River, Chile**
Alternativas de defensas contra inundaciones para la parte baja del río Bío Bío, Chile
C. van Heemst, J. Willems, A. Weller, H. van Verseveld, D. Caamaño y R. Aránguiz
- 36** **Estudio experimental de microaglomerado asfáltico antiderrapante modificado con NFU**
Experimental study of non-skid microsurfacing asphalt modified with recycled tires
G. Botasso y A. Segura
- 47** **Comparación entre mediciones de velocidad obtenidas con los equipos GPS y Pistola Láser**
Comparison of speed measurement data obtained with GPS and laser gun devices
T. Echaveguren, A. Díaz y D. Arellano
- 58** **Aplicación del método de opciones reales en la valoración de proyectos inmobiliarios**
Application of the real options valuation method to estate projects
E. Forcael, A. Andalaft, R. Schovelin, y P. Vargas
- 73** **Dealing with uncertainty in Earthquake Engineering: a discussion on the application of the Theory of Open Dynamical Systems**
Enfrentando la incertidumbre en Ingeniería Sísmica: una discusión sobre la aplicación de la Teoría de Sistemas Dinámicos Abiertos
P. Quintana-Gallo, R. Rebolledo y G. Allan



Pérdidas de vidas, viviendas, infraestructura y embarcaciones por el tsunami del 27 de Febrero de 2010 en la costa central de Chile

Casualties, housing, infrastructure and vessel losses due to the February 27, 2010 Chile tsunami on the central coast of Chile

Fecha de entrega: 4 de junio 2013

Fecha de aceptación: 27 de agosto 2013

Manuel Contreras¹ y Patricio Winckler²

¹ Centro de Estudios Avanzados CEA y Facultad de Ingeniería, Universidad de Playa Ancha, Avda. Leopoldo Carvallo 270, Playa Ancha, Valparaíso, Chile, manuel.contreras@upla.cl

² Escuela de Ingeniería Civil Oceánica, Facultad de Ingeniería, Universidad de Valparaíso, Av. Borgoño 16344, Viña del Mar, Chile, patricio.winckler@uv.cl y School of Civil & Environmental Engineering, Cornell University, 400 Triphammer Ap#2, Ithaca, NY 14850, USA, paw87@cornell.edu

El terremoto $M_w = 8.8$ del 27 de febrero de 2010 en Chile se encuentra entre los sismos de mayor magnitud registrados por instrumentos a la fecha, posicionándose como el segundo más fuerte en la historia del país y uno de los diez más fuertes en el mundo registrados mediante instrumentos. Una de sus principales consecuencias fue la generación de un tsunami destructivo por la deformación del fondo marino. Las olas asolaron casi 600 km de la costa de Chile central y fueron la causa de un tercio de las víctimas fatales (181 sobre un total de 521), convirtiéndose así en el tsunami con mayor número de muertes asociadas a este tipo de eventos en Sudamérica en los últimos 30 años. En el presente trabajo se reúnen y sistematizan una serie de antecedentes entre los que se contemplan informes, artículos y campañas de investigación y evaluación post-tsunami, realizados en el litoral afectado. Se establece una caracterización cualitativa y estadística de las pérdidas de vidas humanas, viviendas, infraestructura costera y embarcaciones, separando pérdidas asociadas al tsunami de aquellas atribuibles exclusivamente al sismo. Mediante este catastro que integra información proveniente de fuentes de diferente naturaleza, se espera contribuir a evaluar los daños asociados al tsunami.

Palabras clave: evaluación de daños, terremoto y tsunami Chile 2010, estadística de fallecidos

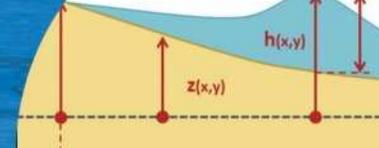
The $M_w = 8.8$ 2010 Chile Earthquake is among the largest recorded by instruments to date, ranking as the second strongest in the country's history and one of the ten strongest worldwide. One of its main consequences was a destructive tsunami caused by the deformation of seafloor. The waves struck nearly 600 km of the coast of central Chile and the event caused about one third of the total casualties (181 out of 521), becoming the highest death toll due to this type of phenomena in South America in the last 30 years. In this paper the authors gather and systematize information from reports, papers and post-tsunami surveys carried out along the affected coastline. A qualitative and statistical characterization of the loss in lives, homes, infrastructure and fishing vessels is provided, separating tsunami effects to those attributable solely to the earthquake. Through the classification and integration of various data sources the authors expect to better explain and assess the damage specifically associated with the tsunami.

Keywords: damage assessment, 2010 Chile earthquake and tsunami, dead statistics

Introducción

Desde el punto de vista de los riesgos naturales, los terremotos de subducción con magnitudes de momento sísmico M_w , cercanas o superiores a 9.0, denominados

mega terremotos por su capacidad destructiva, son los sismos más peligrosos (Madariaga, 1998). Este tipo de eventos ocurren frente a las costas de Chile producto del hundimiento de la densa placa de Nazca, bajo la menos



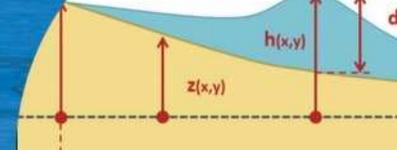
densa Sudamericana (Cereceda *et al.*, 2011), zona que concentra más del 25% de la energía liberada en forma sísmica en todo el mundo (Cisternas, 2011). Además de la enorme energía liberada, estos eventos son destructivos debido a su capacidad potencial de generar tsunamis (Levin y Nosov, 2009).

El 27 de febrero de 2010, hora local 3:34:08 AM (UTC - 3), la zona central de Chile fue sacudida por un mega terremoto de subducción que alcanzó una magnitud de momento sísmico $M_w = 8.8$ (Vargas *et al.*, 2011) y que fue capaz de generar un tsunami destructor. Este sismo afectó una zona poblada por cerca de trece millones de habitantes, más del 75% de la población del país (CEPAL, 2010) y causó 521 víctimas fatales (Fritz *et al.*, 2011). Producto de este desastre natural se perdieron 15000 puestos de trabajo (EERI, 2010), cerca del 3% de la población chilena cayó bajo la línea de pobreza (Larrañaga y Herrera, 2010), cerca de 500000 viviendas quedaron con daños severos (HCDCh, 2011a,b) y más de 200000 familias perdieron sus hogares (Gobierno, 2010; MINVU, 2010). La magnitud alcanzada por el sismo lo posiciona como el segundo más fuerte en la historia del país y uno de los diez más fuertes registrados en el mundo mediante instrumentos sísmicos. Sólo es superado a nivel nacional por el terremoto de Valdivia de 1960, cuya intensidad de $M_w = 9.5$ es la mayor registrada a nivel mundial hasta ahora mediante sismómetros (Kanamori, 1978; Benedetti, 2011). En términos económicos el terremoto produjo daños que se han estimado en treinta mil millones de dólares (Gobierno, 2010) equivalentes al 18% del PIB nacional (OPS, 2010). Estos daños se descomponen en la pérdida de U\$10357 millones en infraestructura privada, U\$10538 millones en infraestructura pública y unos U\$9000 millones en bienes y servicios que se dejaron de producir por el terremoto (Gobierno, 2010). Aunque la última cifra se encuentra cuestionada (La Tercera, 2011), no hay duda que este desastre natural alcanzó los mayores costos para el país y toda Sudamérica desde 1900 a la fecha, llegando a ser el cuarto evento de origen sísmico más costoso a nivel mundial desde inicios del siglo XX (EM-DAT, 2012). Con respecto al número de afectados, que ascienden a 2.671.556 (EM-DAT, 2012), ocupa el lugar número once a nivel mundial y el segundo lugar en Sudamérica.

Diversos autores han realizado esfuerzos para evaluar los

daños y efectos producidos por este sismo (CEPAL, 2010; GEER, 2010; EERI, 2010; Romero *et al.*, 2010; Madariaga *et al.*, 2010; Bresciani, 2010; Saragoni, 2011; CONAPACH, 2010; Larrañaga y Herrera, 2010; OPS, 2010; Yasuda *et al.*, 2010; Martínez *et al.*, 2011; Pulido *et al.*, 2011; Fariña *et al.*, 2012; Nahuelpan y Varas, 2010). Los daños fueron minimizados gracias a estrictas normas de construcción vigentes en Chile para la construcción de edificios (INN, 2003, 2009) e industrias (INN, 2003a). Estas normas han ido modificándose tras cada terremoto para aumentar los niveles de seguridad de las construcciones (Cisternas, 2011) y se buscó actualizarlas nuevamente para incorporar las lecciones de este sismo (Bitar, 2010; Betanzo, 2010). Con la aprobación de un reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado se busca la renovación de la norma para el diseño sísmico de edificios (Music *et al.*, 2012).

Sin embargo, los reportes sobre daños que son atribuibles exclusivamente al tsunami son incompletos o se focalizan en aspectos puntuales del fenómeno. Martínez *et al.* (2011) y Morales (2010) se restringen a evaluar los daños sólo a la zona sur afectada. Winckler *et al.* (2010) analiza los efectos sobre el poblado de San Juan Bautista, en el Archipiélago de Juan Fernández. Marín *et al.* (2010) considera los efectos en la pesca artesanal, restringiéndose a tres de las cuatro regiones afectadas y a nivel agregado. Quezada *et al.* (2010, 2010a, 2012), Fritz *et al.* (2011), Viny *et al.* (2011), Yasuda *et al.* (2010), Jaramillo *et al.* (2012) y González *et al.* (2012) consideran aspectos morfológicos e hidrodinámicos sin detenerse en evaluar daños. Fariña *et al.* (2010), Urbina (2011), Rubio y Basic (2011), Lazcano y Retamal (2011) y Valdovinos *et al.* (2012) identifican algunos efectos ambientales. Winckler *et al.* (2011) identifican diversos tipos de daños, sin efectuar una cuantificación. Olsen *et al.* (2012) y Robertson *et al.* (2012) analizan los daños por el tsunami en edificios e infraestructura; las instalaciones industriales son abordadas por Zareian *et al.* (2012); mientras los daños en puertos son estudiados por Zareian *et al.* (2012), Brunet *et al.* (2012) y Bray *et al.* (2012). Robertson *et al.* (2012) analiza los efectos sobre líneas de vida, reconstrucción y recuperación. Por último Aránguiz (2010) entre otros autores, procura reconstruir por medio de modelaciones numéricas el fenómeno.



El presente trabajo busca contribuir al conocimiento y evaluación de los daños y costos específicos del tsunami a lo largo de la costa de Chile, en lo relativo a pérdidas de vidas, viviendas, infraestructura y embarcaciones. Los resultados surgen de la integración de fuentes de información de diferente naturaleza y son presentados en forma desagregada, con el objetivo de complementar información existente. Este tipo de antecedentes pueden resultar útiles para identificar las vulnerabilidades del litoral y planificar de mejor forma el uso de la zona costera y las medidas de contingencia ante este tipo de riesgos naturales.

Metodología

Entre el 1 de marzo y el 23 de mayo de 2010, se efectuó un levantamiento de la zona afectada, recorriéndose un total de 800 km de la costa, en el marco del Post Tsunami Survey UNESCO – ITIC, Chile 2010 (Fritz *et al.*, 2011). Se utilizó la metodología UNESCO-IOC (1998) para realizar entrevistas a testigos en la zona afectada, junto con registrar las marcas físicas dejadas por las ondas del tsunami, entre las que destacan la intrusión horizontal, la profundidad y cota de inundación (Figura 1). La información obtenida de este levantamiento constituye el punto de partida de este trabajo. En la Figura 2 se muestran las localidades con mayor población afectadas por el tsunami que se mencionan en el texto.

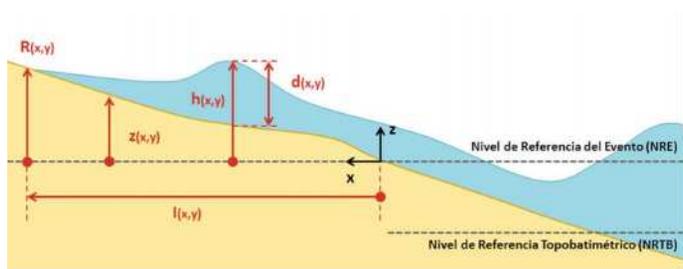


Figura 1: Nomenclatura utilizada para referir a los diferentes planos verticales e intrusión horizontal de inundación por tsunami, con respecto a un cierto nivel de referencia del evento (NRE) y el de referencia topo-batómico (NRTB). R: *runup* o máxima cota de inundación, z: cota de terreno, h: cota de inundación, d: profundidad de inundación e I: máxima intrusión horizontal. Estas variables dependen de las coordenadas horizontales (x, y).

En forma complementaria, se analizaron antecedentes disponibles en la prensa escrita, informes de equipos de estudio especializados (GEER, 2010) y antecedentes de

la investigación post tsunami reunidos por la Fiscalía Nacional de Chile (Fiscalía, 2011).

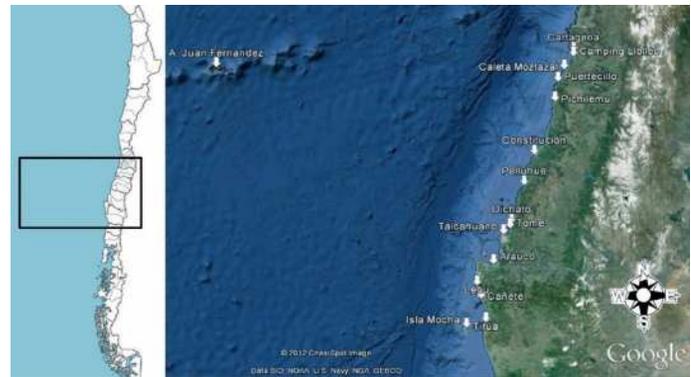


Figura 2: Zona afectada por el tsunami en Chile central. Se señalan localidades con mayor población estudiadas en el presente trabajo. Adaptado de Google Earth

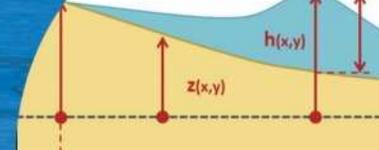
Los antecedentes fueron organizados de acuerdo a su localización geográfica, y clasificados bajo las siguientes categorías:

- Pérdidas en vidas humanas
- Pérdidas en viviendas livianas
- Pérdidas en infraestructura
- Pérdidas en embarcaciones menores

Para completar los antecedentes se realizó un estudio exploratorio de referencias bibliográficas, considerando sólo documentos que incluían datos y estadísticas con indicación de fuente, informes oficiales, y/o que correspondían a publicaciones o reportes técnicos con revisión editorial. Del sistema Redatam+ (INE, 2013) se extrajo el número de habitantes en entidades poblacionales que fueron afectadas por el tsunami.

Pérdidas en vidas humanas

El tsunami de 2010 representa el evento Sudamericano con mayor número de víctimas desde el ocurrido en Tumaco en las costas de Colombia en el año 1979 (Fritz *et al.*, 2011), el cual cobró la vida de más de 220 residentes de San Juan (Herd *et al.*, 1981), convirtiéndose así en el tsunami con mayor número de muertes asociadas a este tipo de eventos en Sudamérica en los últimos 30 años. Según las cifras oficiales del Ministerio del Interior y la investigación llevada a cabo por la Fiscalía Nacional de Chile (Fiscalía, 2011), el tsunami cobró 181 vidas, de las cuales 156 fueron identificadas, mientras que 25 se encontraban



desaparecidas a mayo de 2013. Esta cifra es mayor que las 124 víctimas reportadas por Fritz *et al.* (2011), lo que se atribuye a la diferente naturaleza de ambos estudios: el primero orientado a definir responsabilidades y el segundo con un enfoque en la física del fenómeno. El listado incluido en el informe de la Fiscalía indica que el 53% de las víctimas fueron varones, y las edades fluctuaron entre los 7 meses hasta los 95 años. El 50% de los fallecidos y desaparecidos eran mayores de 50 años, mientras que el 21% eran niños y jóvenes menores de 18 años. En la Tabla 1 se muestra el número de víctimas clasificadas por localización geográfica, contrastado con los registros de *runup* y máxima intrusión horizontal (Fritz *et al.*, 2011).

La correlación entre el porcentaje de víctimas con respecto a la población de cada localidad y el *runup*, y el porcentaje de víctimas con respecto a la población de cada localidad versus la intrusión horizontal se ilustran para cada localidad en la Tabla 1. En la Figura 3 se observa una correlación entre el *runup* y el porcentaje de víctimas por localidad de $r^2 = 0.64$. Asimismo, existe una muy baja correlación entre la intrusión horizontal y el porcentaje de víctimas por localidad ($r^2 = 0.031$), lo que indica que el *runup* es mejor predictor del número de víctimas. Los bajos valores de correlación, no obstante, pueden explicarse por el reducido número de localidades afectadas ($n = 16$). Estos resultados son válidos sólo para el evento de 2010 pero pueden ser contrastados con otros eventos recientes, habida cuenta de la gran cantidad de datos generados en los últimos post-tsunami *surveys* (Synolakis y Okal, 2005).

Gran parte de las víctimas no tenía domicilio en las zonas costeras, sino que eran turistas provenientes de las ciudades interiores de Talca, Santiago y Curicó. Por ejemplo, se sabe que de las 48 víctimas por el tsunami en la localidad de Pelluhue (Tabla 1), 41 eran turistas (OPS, 2010). Sólo doce de los fallecidos por el tsunami eran pescadores artesanales, de una población que supera los 75000 (Marin *et al.*, 2010), y la mayoría fue víctima de las ondas a bordo de sus botes rescatando gente que era tragada por el mar la madrugada del maremoto (HCDCh, 2011). Se debe observar que Marin *et al.* (2010), consigna que el número de pescadores artesanales fallecidos por el tsunami son 8, lo que se debe a que en su estudio no se analizó lo ocurrido en la V región.

Tabla 1: Localización geográfica de número de víctimas, incluyendo desaparecidos, y máximos *runup* e intrusión de la onda de tsunami en cada localidad.

Latitud	Longitud	Localidad	Comuna	Región	Run-up, m	Intrusión, m	Víctimas, hab.	Población localidad, hab.	Víctimas, %	
33°39'S	78°51'W	Juan Fernández	Juan Fernández	V	18	295	16	885	1.81	
33°31'S	71°37'W	Cartagena	Cartagena		4	103	1	15302	0.01	
33°36'S	71°37.5'W	Camping Llolleo	San Antonio		4	455	5	12488	0.04	
33°50'S	71°49'W	Caleta Moztazal	Santo Domingo		14	434	1	79	1.27	
34°03'S	71°57'W	Puertecillo	Navidad	VI	12	Sin dato	2	184	1.09	
34°24'S	72°01'W	Pichilemu	Pichilemu		6	270	3	2178	0.14	
35°20'S	72°27'W	Constitución	Constitución	VII	29	643	55	4167	1.32	
35°52'S	72°40'W	Pelluhue	Pelluhue		14	682	48	4596	1.04	
36°32'S	72°56'W	Dichato	Tomé	VIII	11	856	12	3488	0.34	
36°36.7S	72°58'W	Caleta Los Bagres	Tomé		8	130	1	2178	0.05	
36°43'S	73°06'W	Talcahuano	Talcahuano		7	340	21	81000	0.03	
37°14'S	73°19'W	Arauco	Arauco		4	123	1	16204	0.01	
37°36'S	73°40'W	Costa Mina	Lebu		13	144	4	450	0.89	
37°50'S	73°35'W	Cañete	Cañete		9	573	5	17797	0.03	
38°14.7'S	73°29'W	Quidico	Tirúa		8	729	2	1013	0.20	
38°20'S	73°54'W	Isla Mocha	Lebu		18	582	4	584	0.68	
Total							181	162593	0.11	

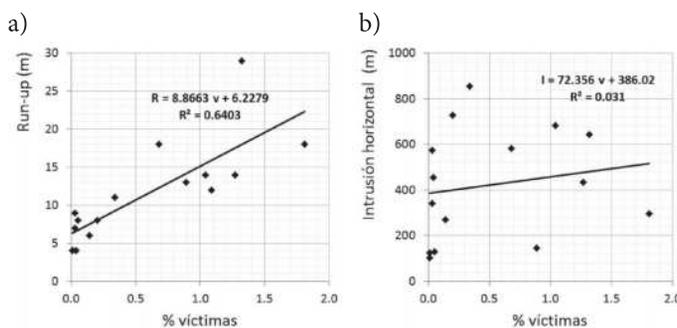
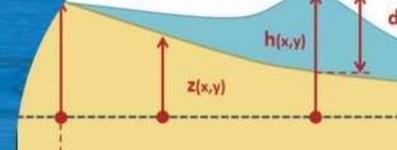


Figura 3: a) *Runup* versus % de víctimas y b) intrusión horizontal versus % de víctimas, datos adaptados de Fritz *et al.* (2011), Fiscalía (2011) e INE (2013).

Pérdidas en viviendas livianas

El comportamiento de las viviendas livianas ante el tsunami de 2010 ha sido escasamente documentado en la literatura científica. Los estudios se focalizan sólo en los efectos del sismo sobre viviendas de albañilería (Astroza *et al.*, 2012)



y adobe (D'Ayala *et al.*, 2012), o en el comportamiento del hormigón armado en edificios altos (Westenenk *et al.*, 2012; Betanzo, 2010). Winckler *et al.* (2010) analizan en forma somera el efecto de las cargas hidrodinámicas del tsunami en el poblado de San Juan Bautista, Archipiélago Juan Fernández, donde detectaron fallas por impacto y flotación en prácticamente todas las edificaciones ubicadas en la zona inundada. A objeto de complementar la escasa documentación disponible, se efectúa: i) un análisis cualitativo del tipo de fallas de viviendas livianas en Iloca, y ii) un catastro de viviendas destruidas por localidad (Tabla 2).

En el marco del levantamiento post tsunami (Fritz *et al.*, 2011), se efectuaron mediciones y registraron los efectos del tsunami en Iloca sur (Figura 4a a 4d). La Figura 4e ilustra un perfil del sector afectado, con una duna de cota cercana a +3.5 m en la zona alta de la playa, y una planicie interior donde se encontraban las edificaciones. En el perfil se registró una máxima intrusión horizontal de 250 m, una profundidad máxima de escurrimiento de 1.2 m y un *runup* de 3 m. Estos valores son comparables en orden de magnitud a otras mediciones cercanas, por lo que el perfil puede considerarse como típico para la localidad.

El efecto sobre las viviendas fue variable, siendo en general de fallo total en instalaciones de madera, parcial en aquellas de adobe o albañilería y menor en aquellas de hormigón armado. En la Figura 5a se ilustran las tres tipologías ubicadas en las proximidades del perfil de la Figura 4e. La vivienda de madera (izquierda) experimentó una pérdida total, en tanto que la de albañilería (centro) sufrió daños menores en vidrios y terminaciones. La vivienda de adobe (derecha), sufrió daños moderados, pero diez días después del tsunami, aún mostraba sus paredes húmedas por la absorción del agua. El efecto de la humedad en las propiedades mecánicas del material, si lo hubo, no fue cuantificado debido a la naturaleza del levantamiento, donde se privilegia la cobertura rápida de grandes zonas geográficas por sobre el análisis detallado de estructuras específicas.

En general, las viviendas de madera tipo “palafito” no experimentaron daños significativos por ubicarse a una cierta altura del suelo. La solución de elevar con pilares la construcción (Figura 5b) resultó por lo general exitosa, salvo en aquellos casos en que la inundación llegó a nivel

del piso de la casa, o cuando ésta sólo se encontraba apoyada por gravedad, sin sistemas de anclaje.

La inundación provocó la flotación de aquellas construcciones livianas que no estaban firmemente ligadas a las fundaciones y en ocasiones, fueron arrastradas por el flujo. En la Figura 5c se muestran las cadenas de una vivienda de albañilería reforzada, encontradas a decenas de metros de su posición original. En la Figura 5d se ilustran los restos del segundo piso de una vivienda de madera desplazada desde su posición original, cuyo primer piso colapsó, y una segunda vivienda con el primer piso de hormigón armado en construcción sin daños en la misma localidad.

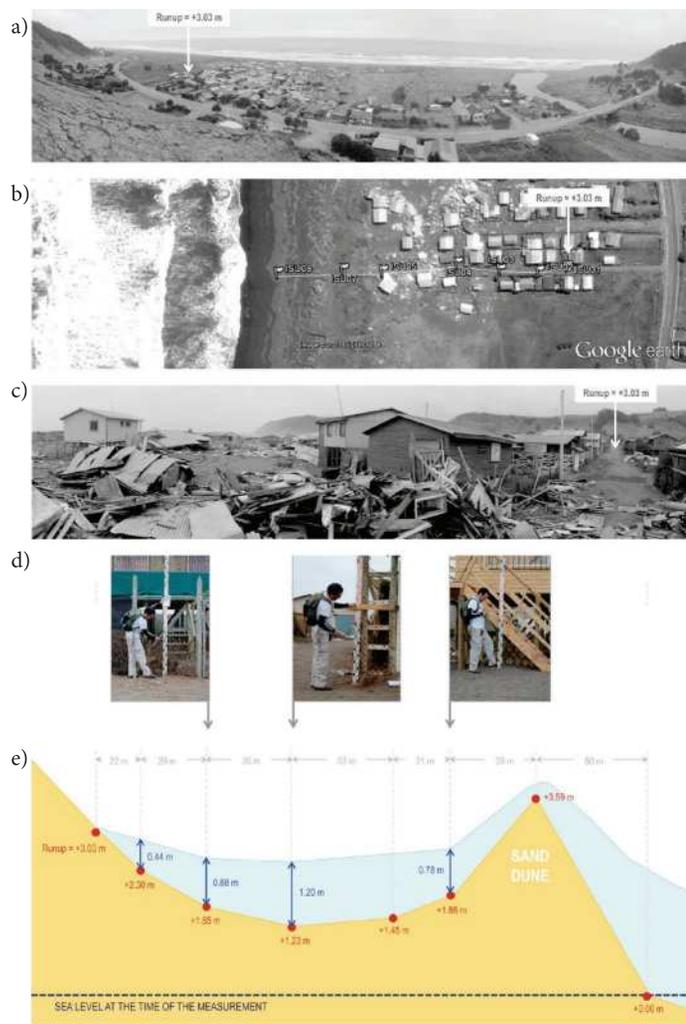


Figura 4: a) Vista general de la localidad de Iloca (34°56'S). Se señala el punto donde se pudo determinar *runup*, b) vista de planta del perfil realizado para determinar el *runup*, c) vista desde la dirección donde ingresó la onda de tsunami, al fondo se identifica el punto de *runup*, d) registros de profundidades de inundación y e) corte vertical de la inundación.

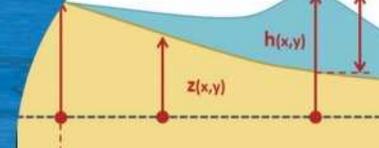


Figura 5: Diferentes tipos de fallas en Iloca (34°56'S). a) Fallas en diferentes tipologías estructurales, b) falla de tipologías estructurales y éxito de viviendas de madera elevadas con pilares y un sistema de anclaje, c) cadenas de vivienda encontradas a decenas de metros de su posición original (al fondo), d) restos del segundo piso de una vivienda de madera desplazada desde su posición original y vivienda con primer piso en construcción. En primer plano, maestro constructor de la casa sin daño.

En algunos casos, la fuerza del impacto de las ondas y la cota de inundación fue de tal magnitud que incluso destruyó viviendas de hormigón armado, como el caso de una casa de tres pisos ubicada en la ribera del río Maule, a 2.5 km de la desembocadura (Figura 6). La vivienda, constituida por columnas, vigas y bloques de hormigón, experimentó pérdida parcial de la techumbre, ubicada a unos 12 m sobre el nivel del mar.

Otro ejemplo lo constituye Lolleo, V región, donde se observaron daños en fundaciones de viviendas livianas que permitieron la flotación de las mismas y fallos en fundaciones de estructuras mayores (Figura 7). Los “poyos” (Figura 7a) construidos con base de hormigón

de unos 20 a 30 cm, colapsaron debido a la socavación general del suelo y a la socavación local producto de la interacción del flujo con la estructura. La Figura 7b ilustra la socavación local en una cámara de hormigón armado. La Figura 7c muestra viviendas completamente destruidas debidas a las fuerzas hidrodinámicas de presión, arrastre y flotación.

En la Tabla 2 se resume la información recabada de diversas fuentes sobre el número de viviendas dañadas exclusivamente por el tsunami por localidad. La cifra total alcanza 17392.



Figura 6: a) Falla por el impacto del tsunami en casa de hormigón armado ubicada en la ribera del Río Maule (35°20'S) y b) localización indicada en puntero amarillo.

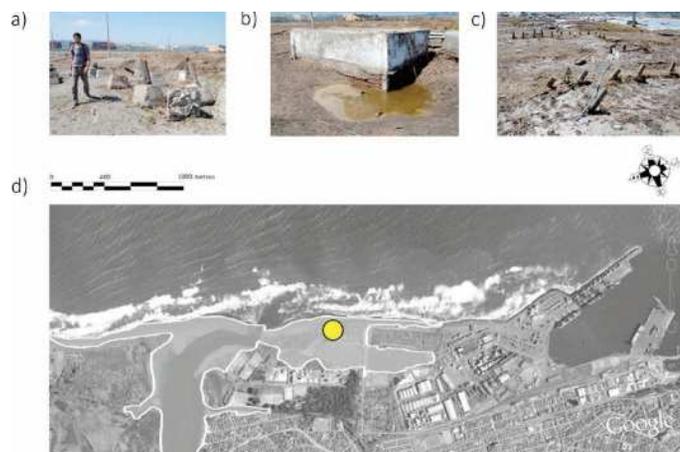


Figura 7: Falla de viviendas livianas en Lolleo (33°36'S). a) y c) fundaciones donde reposaban las viviendas de material ligero que fueron arrastradas por el tsunami, éstas fallaron porque la vivienda no estaba anclada a los pilotes sino con clavos y pernos menores, b) socavación en torno a una estructura de hormigón y d) localización indicada en círculo amarillo.

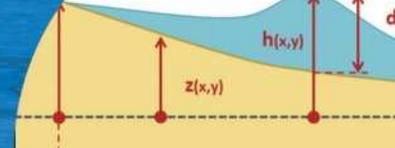
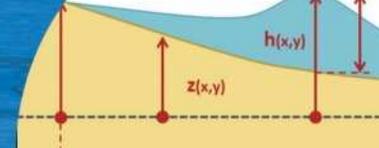


Tabla 2: Número de fallecidos por localidad donde se comprobó la existencia de viviendas dañadas severamente por el tsunami.

Localidad	Comuna	Región	Fallecidos	Área inundada, km ²	Viviendas dañadas	Fuente
Llolleo	San Antonio	V	5	0.43	168	IMSA 2010; Contreras <i>et al.</i> 2012
Moztazal	Santo Domingo		1	S.I.	96	INE 2010
Isla Robinson Crusoe	Juan Fernández		16	0.58	160	Winckler <i>et al.</i> 2010, INE 2010
Matanzas	Navidad	VI	-	S.I.	2	CONAPACH 2010
Puertecillo	Litueche		2	S.I.	56	INE 2010
Tanumé	Pichilemu		2	S.I.	51	INE 2010
Cahuil			-	S.I.	6	CONAPACH 2010
Bucalemu			-	S.I.	5	CONAPACH 2010
Paredones	Paredones		-	S.I.	6	INE 2010
Boyeruca	Vichuquen	VII	-	S.I.	29	CONAPACH 2010
Licanten	Licanten		-	S.I.	43	INE 2010
Duao			-	S.I.	27	CONAPACH 2010
Iloca			-	S.I.	391	INE 2010
Curepto	Curepto		-	S.I.	6	INE 2010
Constitución	Constitución		-	2.43	2898	INE 2010
Río Maule			2	S.I.	130	CONAPACH 2010
Pellines			-	S.I.	6	CONAPACH 2010
Loanco	Chanco		-	S.I.	22	CONAPACH 2010
Chanco			-	S.I.	10	CONAPACH 2010
Caleta Blanca			3	S.I.	38	CONAPACH 2010
El Mariscadero			3	S.I.	9	CONAPACH 2010
Centro Pelluhue	Pelluhue		1	S.I.	41	CONAPACH 2010
Cardenal			-	S.I.	10	CONAPACH 2010
Tregualemu		-	S.I.	46	INE 2010	
Cobquecura	Cobquecura	VIII	-	0.00	-	GORE 2010
Rinconada de Taucu			-	S.I.	179	INE 2010; Morton <i>et al.</i> , 2010
Treguaco	Treguaco		-	S.I.	84	INE 2010; Morales 2010
Perales	Coelemu		-	0.57	95	GORE 2010
Purema	Tomé		-	0.25	S.I.	Morton <i>et al.</i> , 2010
Dichato			12	0.85	1343	GORE 2010; Martínez <i>et al.</i> 2011
Pingueral			-	S.I.	25	GEER 2010; Morales 2010
Coliumo			-	0.45	114	GORE 2010
Caleta del Medio			-	0.05	52	GORE 2010
Los Morros			-	0.04	45	GORE 2010
Tomé			-	0.10	143	INE 2010
Caleta Los Bagres			1	S.I.	111	INE 2010
Penco	Penco		-	0.85	326	GORE 2010
Caleta Tumbes	Talcahuano		2	0.05	40	GORE 2010
Caleta Puerto Inglés		1	S.I.	117	INE 2010; Morales 2010	
Caleta Cantera		1	S.I.	14	INE 2010; Morales 2010	
Centro de Talcahuano		3	11.04	7391	INE 2010	
Ruta Interportuaria		3	S.I.	2	INE 2010	
Lenga		-	S.I.	S.I.	Morales 2010	
Lota	Lota	-	0.36	803	INE 2010	
Pto. Sur, I. Sta. María	Coronel	-	0.00	-	GORE 2010	
Laraquete	Arauco	-	0.20	198	INE 2010	
Raqui - Las Peñas		-	S.I.	S.I.	Morales 2010	
Tubul		-	0.75	700	Morales 2010	
Llico		1	3.59	320	Morales 2010; Martínez <i>et al.</i> 2011	
Costa Mina	Lebu	4	1.69	819	INE 2010; Martínez <i>et al.</i> 2011	
Quidico	Tirúa	2	0.08	30	GORE 2010	
Tirúa		-	0.80	145	Morales 2010	
Isla Mocha		Lebu	4	2.81	40	GORE 2010; La Tercera 12/5/12
TOTAL			69 (*)	27.72	17392	

S.I.: Sin información (*) se refiere al total de fallecidos en lugares donde hubo infraestructura dañada. Una parte importante de los fallecidos se encontraban acampando en lugares rurales sin vivienda, como es el caso de isla Orrego, esto explica que solo aparezca en esta tabla el 38% de los fallecidos.



Pérdidas en infraestructura

En Talcahuano, la Base Naval, los astilleros y maestranzas de la Armada de Chile ASMAR y el Edificio Consistorial sufrieron importantes daños, al igual que la infraestructura portuaria, afectando un gran número de contenedores que fueron barridos por la onda de tsunami (OPS, 2010; Olsen *et al.*, 2011; Brunet *et al.*, 2011).

Una situación similar se registró en el Puerto de San Antonio (IMSA, 2010). En la Tabla 3 se muestra el resumen del número de infraestructuras costeras de uso público (41) afectadas por el tsunami, por tipo y región, obtenida a partir de información gubernamental (Gobierno, 2010). Resalta que además de las cuatro regiones principalmente afectadas por el sismo (Valparaíso, O'Higgins, Maule y Bío Bío), en las regiones de la Araucanía y los Ríos también se reportaron daños producto del tsunami en instalaciones de pescadores artesanales y defensas costeras. Se puede considerar entonces que el tsunami afectó a seis regiones del país.

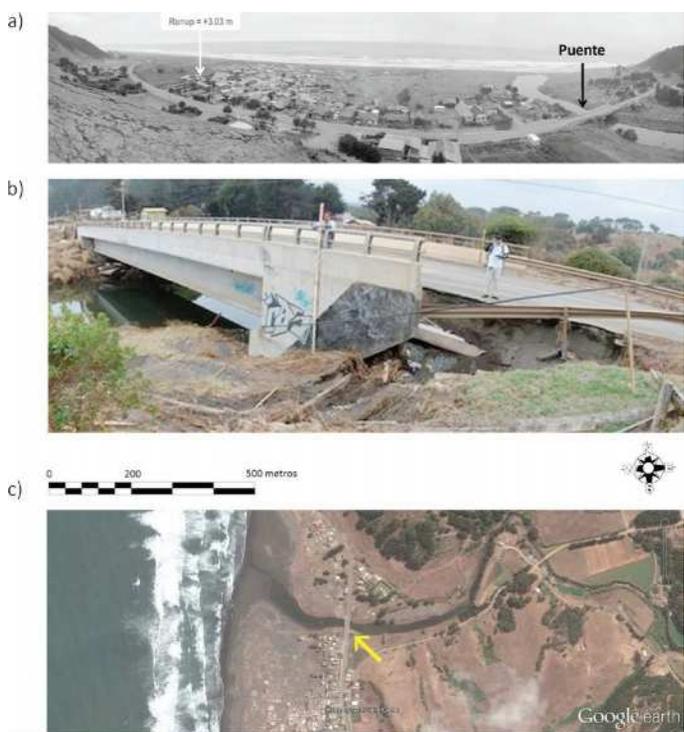


Figura 8: Falla por socavación del estribo del Puente Iloca (34°56'S), a) vista general de Iloca Sur, b) socavación notoria en los estribos del Puente Iloca y c) localización indicada con flecha

Las corrientes generadas por un tsunami pueden alcanzar velocidades importantes (Levin y Nosov, 2009) y como

consecuencia provocar la socavación de instalaciones portuarias y costeras. El MOP (2010) reportó, a través de su cartografía de síntesis de daños, un total de 16 puntos en las carreteras costeras que fallaron por socavación, la mayoría correspondientes a puentes en estuarios donde las ondas de tsunami remontaron algunas veces varios kilómetros (Fritz *et al.*, 2011). A modo de ejemplo, la Figura 8 ilustra la socavación del estribo del puente Iloca, ubicado en las cercanías del perfil de la Figura 4e. La Figura 9 muestra el fallo de la carpeta de rodado del camino costero en la ribera norte del Río Huenchollami.

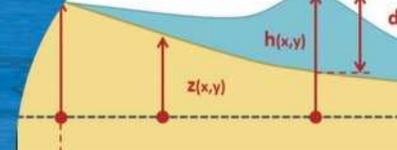


Figura 9: a) Falla en el camino costero ubicado en la ribera norte del Río Huenchollami (35°8'S), b) emplazamiento de la falla en el camino mostrada en a), distante a 500 m de la línea de costa en las inmediaciones de la desembocadura del Río Huenchollami.

Tabla 3: Número de infraestructuras costeras de uso público afectadas por el tsunami y organizadas por región.

Tipo de instalación	Región						Total
	V	VI	VII	VIII	IX	XIV	
Muelle / sitio de ataque	4	0	1	2	0	0	7
Instalaciones portuarias y pesqueras	1	4	5	16	1	1	28
Defensas costeras	0	0	1	0	1	2	5
Accesos portuarios	0	0	0	1	0	0	1
TOTAL	5	4	7	19	2	3	41

Fuente: Adaptado de Gobierno (2010).



Pérdidas en embarcaciones menores

El sector de los pescadores artesanales fue uno de los más afectados por este evento, principalmente por el daño a sus embarcaciones y la pérdida de motores, aparejos y artes de pesca. Se observaron desplazamientos significativos de embarcaciones menores en prácticamente toda la costa afectada, de pesqueros de mayor tonelaje en puertos como Talcahuano ($36^{\circ}43'S$) y de naves de gran tonelaje como el buque oceanográfico “Cabo de Hornos” en los Astilleros ASMAR Talcahuano. También se registraron desplazamientos de contenedores que, sumados a otros elementos flotantes, generaron daños en la infraestructura costera.

Un caso ilustrativo se encuentra en Dichato, a unos 50 km del epicentro. El buque de investigación Kay–Kay, una lancha con 20 m de eslora, fue arrastrada por el tsunami (Harris, 2010) más de 5 km desde su posición de anclaje original dentro de la bahía Coliumo, y depositada 750 m tierra adentro en la cabeza de la bahía (Hormazábal, C., 2010, *com. pers.*).

Más de 40 embarcaciones de pescadores artesanales resultaron dañadas en el puerto de San Antonio, con la pérdida de sus motores y todos los aparejos (IMSA, 2010). Lo mismo se observó en las más de 100 caletas de pescadores afectadas, que significó se perdiera un estimado del 55% de la capacidad de esfuerzo de pesca de este sector (Marin *et al.*, 2010).

La estadística de SERNAPESCA indica que entre los años 2010 y 2011 se registró una reducción del 19.7% de embarcaciones inscritas por pescadores artesanales en cuatro regiones (Figura 10b). Ello equivale a 3070 botes con o sin motor y lanchas menores. Marin *et al.* (2010) estiman la pérdida en 1273 embarcaciones, pero su trabajo se restringe a tres regiones y no considera la pérdida de embarcaciones inscritas en regiones diferentes, situación común entre las embarcaciones inscritas en la región de Valparaíso. Desde el año 2004, es la primera oportunidad en que se reduce el número de embarcaciones, las que tenían una tendencia a incrementarse linealmente año a año.

La pérdida de embarcaciones puede explicar, en parte, el 17% de reducción en las toneladas de desembarque en 2010 respecto a 2009 (Figura 10a). Este descenso en 400000 toneladas en 2010 respecto a 2009 no es tan abrupto como el presentado en 2007 respecto a 2006, y que se explica debido al fenómeno El Niño (Zambrano, 2007).

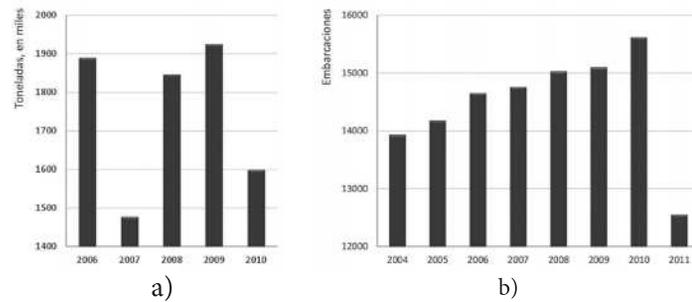


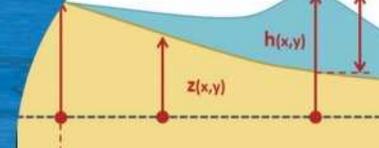
Figura 10: a) Toneladas de desembarque de la pesca artesanal entre los años 2006 a 2010, se aprecia el descenso en 400000 toneladas del año 2010 respecto al año 2009 y b) número total de embarcaciones registradas por SERNAPESCA entre los años 2004 y 2011, se aprecia la pérdida de cerca de 3000 embarcaciones el año 2011. Las embarcaciones se registran a comienzo de año, mientras que los desembarques son contabilizados al final del año, de esta forma las embarcaciones del año 2011 corresponden al esfuerzo que actuó para los desembarques del año 2010. Fuente: SERNAPESCA (2012).

Tabla 4: Número de embarcaciones de pescadores artesanales inscritas entre la V y VIII región. En el resto de las regiones no se reportan pérdidas de embarcaciones. Fuente: SERNAPESCA (2012).

Tipo embarcación	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	% pérdida
Botes remo o vela	623	667	707	727	766	784	772	528	31.6
Bote motor	2497	2553	2578	2621	2725	2723	2910	2763	5.1
Lancha menor	205	202	218	225	236	246	257	254	1.2
Lancha mediana	171	175	180	181	176	183	185	182	1.6
Lancha mayor	434	436	439	440	437	432	446	439	1.6

Conclusiones

La zona costera de Chile se encuentra entre los lugares de mayor actividad sísmica del mundo. En promedio en los últimos cinco siglos, un terremoto destructivo de magnitud superior a 8, se ha producido cada 10 años en alguna parte del territorio (Madariaga, 1998), y la mayoría de los distintos segmentos de la costa han sido el lugar de por lo menos uno de magnitud 8 durante los últimos 130 años. En el año 2010 sólo dos segmentos principales de la costa no habían presentado un terremoto $M_w = 8.0$ por un tiempo prolongado, constituyendo lo que se denomina un *gap* sísmico maduro: Arica–Antofagasta y Constitución–Concepción. Esto motivó a que Ruegg *et al.* (2009) pronosticaran, sobre la base de mediciones



de desplazamiento de la corteza, un megaterremoto de magnitud 8.0 a 8.5 para la zona afectada (Madariaga *et al.*, 2010; Barrientos, 2010), trabajo que no era suficientemente conocido por las autoridades responsables para dar respuesta a este tipo de desastres naturales (Bitar, 2010; Fariña *et al.*, 2012). Esto reveló la poca interacción existente entre científicos y las autoridades que deben dar respuesta a este tipo de sucesos en un país de gran actividad sísmica.

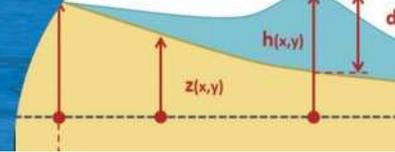
Al revisar los daños en infraestructura costera, se constata que el tsunami afectó a seis regiones del país. Fue responsable de la pérdida de 181 vidas humanas, equivalentes a un tercio de las ocasionadas por el terremoto y tsunami en su conjunto. Las tres cuartas partes de las víctimas del tsunami fueron niños y adultos mayores. Se constata una correlación positiva ($r^2 = 0.64$) entre el *runup* y el porcentaje de víctimas en las localidades afectadas. Se registraron daños por socavación producto del ataque de las ondas de tsunami en al menos 16 puntos en las carreteras costeras. Cerca de 17000 viviendas fueron dañadas por el ingreso del mar, lo que corresponde al 8.5% de la destrucción de viviendas provocada por el terremoto y 41 estructuras costeras mayores resultaron destruidas. Aproximadamente 3000 embarcaciones experimentaron daños –cerca del 20% del total de embarcaciones inscritas– siendo los pescadores artesanales los más afectados al perder el 31.6% de sus botes a remo o vela. El impacto en la industria pesquera consistió en una reducción del 17% de las toneladas de desembarque con respecto al año anterior, disminución que no obstante fue menor a la experimentada el año 2007 producto del fenómeno El Niño.

Agradecimientos

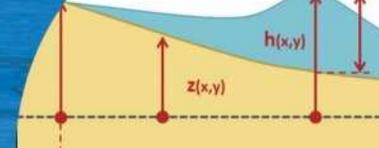
La Dirección General de Investigación de la Universidad de Playa Ancha financió parcialmente este trabajo a través de los fondos DGI TES/01-2010 y DGI ING/03 2011. Colaboraron en la recolección de datos de campo: Alejandra Rojas, Ignacio Sepúlveda, Luis Burgos, Rodolfo Navarro, Matías Alday, Francisca Sánchez, Karla Sepúlveda, Luis Urbina, Ángel Lazcano, Esteban Retamal, Alejandra Rubio y Bozika Basic. El Sr. César Hormazábal proporcionó antecedentes importantes sobre los efectos del tsunami en Bahía Coliumo. El Sr. Gonzalo Bustillos colaboró en la extracción de datos poblacionales. Los revisores anónimos mejoraron sustancialmente el manuscrito con sus observaciones.

Referencias

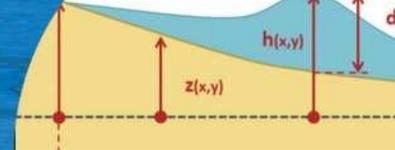
- Aránguiz, R. (2010). Modelación numérica del tsunami 2010 en la Bahía de Concepción utilizando deformación inicial estática no uniforme, *Obras y Proyectos* 8, 12 - 18
- Astroza, A., Moroni, O., Brzev, S. and Tanner, J. (2012). Seismic assessment of engineered masonry buildings in the 2010 Maule Earthquake. *Earthquake Spectra* 28, No. S1, S385–S406
- Barrientos, S. (2010). Terremoto ($m=8.8$) del 27 de febrero de 2010 en Chile. *Revista de la Asociación Geológica Argentina* 67(3): 412 – 420
- Benedetti, S. (2011). *El terremoto más grande de la historia. Valdivia-Chile, 22 de mayo de 1960*. Origo Ediciones, Santiago
- Betanzo, R. (2010). Daños estructurales y lecciones del terremoto del 27/F en el Gran Concepción. *Obras y Proyectos* 8, 59 - 75
- Bitar, S. (2010). Doce lecciones del terremoto chileno. *Estado, Gobierno, Gestión Pública. Revista Chilena de Administración Pública* 15 – 16: 7 – 18
- Bresciani, L. (2010). Chile 27F 2010: La catástrofe de la falta de planificación. *EURE*. Volumen 36, Número 108: 151 – 153
- Bray, J., Rollins, K., Hutchinson, T., Verdugo, R., Ledezma, C., Mylonakis, G., Assimaki, D., Montalva, G., Arduino, P., Olson, S.M., Kayen, R., Hashash, Y. and Candia, G. (2012). Effects of Ground Failure on Buildings, Ports, and Industrial Facilities. *Earthquake Spectra* 28, No. S1, S97–S118
- Brunet, S., de la Llera, J. C., Jacobsen, A., Miranda, E. and Meza, C. (2012). Performance of Port Facilities in Southern Chile during the 27 February 2010 Maule Earthquake. *Earthquake Spectra* 28, No. S1, S513–S532
- CEPAL (2010). The Chilean earthquake of 27 February 2010: an overview. United Nations publication. 2010-191, Santiago
- Cereceda, P., Errázuriz, A.M. y Lagos, M. (2011). *Terremotos y Tsunamis en Chile*. Origo Ediciones, Santiago
- Cisternas, M.E. (2011). Responsabilidad social de los geocientistas en el manejo de riesgos: Enseñanzas derivadas de la experiencia chilena con el megaterremoto del 27 de febrero 2010. *GOAL 2011: Geo-Risk Management a German-Latin American approach*. Heidelberg, pp: 19 - 24, <http://www.goaldead.com.ar/goal/images/documentos/pubgoal2011.pdf> (enero 2013)



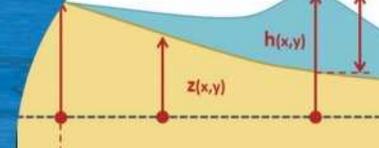
- CONAPACH (2010). Diagnóstico de los impactos del terremoto y tsunami del 27 de febrero de 2010 en la pesca artesanal en Chile. Confederación Nacional de Pescadores Artesanales de Chile. <http://www.conapach.cl/home/archivos/informe%20final.doc> (abril 2012).
- Contreras, M., Winckler, P. y Urbina, L. (2012). Área de inundación y efectos del tsunami del 27 de febrero de 2010 en la localidad de Lolleo, San Antonio – Chile (33°36.5' S). *Revista Geográfica de Valparaíso*, N° 46: 69 - 81.
- D'Ayala, D. and Benzoni, G. (2012). Historic and traditional structures during the 2010 Chile Earthquake: Observations, codes, and conservation strategies. *Earthquake Spectra* **28**, No. S1, S425–S451
- EERI (2010). The Mw 8.8. Chile Earthquake of February 27, 2010. Special Earthquake Report. http://www.eeri.org/site/images/eeri_newsletter/2010_pdf/Chile10_insert.pdf (abril de 2013)
- EM-DAT (2012). Emergency Events Database. Centre for Research on the Epidemiology of Disasters (CRED), School of Public Health of the Université Catholique de Louvain. <http://www.emdat.be/> (mayo de 2013)
- Fariña, J., Aragonese, N., Armesto, S., Almar, R., Bertness, M. y Silliman, B. (2010). Cambios en la estructura de hábitat de la Laguna Albufera, Humedal El Yali (V Región), luego del tsunami del 27 de Febrero del 2010. Boletín 01 Red Universitaria Cruz del Sur, Capítulo Ciencias del Mar. http://copas.udc.cl/eng/news/Boletin_RUCS_01.pdf (febrero 2012).
- Fariña, L.M., Opasso, C. y Vera-Puz, P. (2012). Impactos ambientales del terremoto y tsunami en Chile. Las réplicas ocultas del 27F. Fundación Terram, Santiago
- Fiscalía (2011). Nomina de fallecidos y desaparecidos por el tsunami. Disponible en línea (fecha de visita febrero 2012): http://www.fiscaliadechile.cl/Fiscalia/sala_prensa/noticias_det.do?id=125
- Fritz, H., Petroff, C., Catalán, P., Cienfuegos, R., Winckler, P., Kalligeris, N., Weiss, R., Barrientos, S., Meneses, G., Valderas-Bermejo, C., Ebeling, C., Papadopoulos, A., Contreras, M., Almar, R., Dominguez, J. and Synolakis, C. (2011). Field Survey of the 27 February 2010 Chile Tsunami. *Pure and Applied Geophysics* **168**: 1989–2010
- Gobierno (2010). Programa de Reconstrucción Terremoto y Maremoto del 27 de febrero de 2010, Resumen Ejecutivo. Ministerio del Interior, Ministerio de Obras Públicas, Ministerio de Hacienda, Ministerio Secretario General de la Presidencia, Concepción. <http://www.ministeriodesarrollosocial.gob.cl/pdf/e60b893eb66a10139bfe68d2c6005636.pdf> (Abril 2012)
- González, P., Ortiz, J., Jerez, R., Pavez, M. y Arcos, D. (2012). Efectos del tsunami 2010 en el humedal del río Mataquito. En Fariña, J.M. y Camaño, A. (editores) “Humedales costeros de Chile”. Ediciones UC, Santiago de Chile: 351 - 389
- GORE (2010). Plan Reconstrucción Borde Costero PRBC18. Gobierno Regional del Bio-Bio. Disponible en línea: http://www.minvu.cl/aopensite_20101207193158.aspx (visita en enero de 2013). Gobierno Regional del Bío Bío.
- GEER (2010). Geo-engineering reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake. Geo-Engineering Extreme Events Reconnaissance Association. Report No. GEER-022.
- Harris, R. (2010). University of Concepcion Marine Station, Dichato, Chile. *Journal of Plankton Research* **32** (8): 1103 – 1104
- HCDCh (2011a). Informe de la comisión especial investigadora del estado de la institucionalidad en relación a su capacidad de respuesta frente a desastres naturales. Honorable Cámara de Diputados de Chile. <http://www.camara.cl/pdf.aspx?prmID=307&prmTIPO=INVESTIGAFIN> (visita julio 2012)
- HCDCh (2011b). Informe de la comisión especial investigadora de procesos de adquisición, localización, distribución y asignación de viviendas de emergencia a damnificados por 27F. Honorable Cámara de Diputados de Chile. <http://www.camara.cl/pdf.aspx?prmID=529&prmTIPO=INVESTIGAFIN>
- Herd, D.G., Youd, T.L., Meyer, H., Arango, J.L., Person, W.J. and Mendoza, C. (1981). The Great Tumaco, Colombia Earthquake of 12 December 1979. *Science* **211**, N°4481: 441 - 445
- IMSA (2010). Acta Concejo Municipal San Antonio, sesión ordinaria n° 07 (3 de marzo de 2010). Ilustre Municipalidad de San Antonio. (última visita febrero 2012) http://transparencia.sanantonio.cl/Lists/Actas%20de%20Concejo/Attachments/55/ActaSONo07_03-02-2010.pdf.
- INE (2010). Información cartográfica efectos tsunami 2010. Instituto Nacional de Estadísticas. Disponible en línea: http://www.ine.cl/canales/sala_prensa/noticias/2010/marzo/cartografia.php (enero de 2013).
- INE (2013). Población total por entidades poblacionales. Censo Población y Vivienda 2002. Sistema Recuperación datos áreas medianas y pequeñas Redatam+-CELADE-CEPAL, ONU. Instituto Nacional de Estadísticas. Disponible en CD.



- INN (2003). Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica, NCh 2745 Of. 2003. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile
- INN (2003a). Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, NCh 2369 Of. 2003. Instituto Nacional de Normalización, 120pp.
- INN (2009). Diseño sísmico de edificios, NCh 433 Of 96, modificada 2009. Instituto Nacional de Normalización
- Jaramillo, E., Manzano, M., Morales, G. y Velásquez, C. (2012). Interacción entre defensas costeras artificiales en playas arenosas y perturbaciones naturales de gran escala: el terremoto del 27F de 2010 en la costa del centro-sur de Chile. *Revista de Geografía Norte Grande* **53**: 75 – 84
- Kanamori, H. (1978). Quantification of Earthquakes. *Nature* **271**, N° 5644: 411 – 414
- La Tercera (2011). ¿Cuánto le costó el terremoto a Chile?. Cuerpo de Reportajes domingo 20 de febrero 2011. Periodista: David Lefin L. <http://diario.latercera.com/2011/02/20/01/contenido/reportajes/25-59879-9-cuanto-le-costo-el-terremoto-a-chile.shtml> (mayo de 2013)
- Larrañaga, O. y Herrera, R. (2010). Encuesta Post Terremoto 2010: Principales resultados. Efectos en la calidad de vida de la población afectada por el terremoto/tsunami. Ministerio de Planificación y PNUD, Santiago. http://www.redatam.org/chl/ENCPT/documentos/informe_encuesta_post_terremoto.pdf (última visita mayo 2013)
- Lazcano, A. y Retamal, E. (2011). *Diagnóstico ambiental en la zona costera del sector Lolleo, comuna de San Antonio, Chile, por efectos revelados del tsunami 2010*. Tesis de Ingeniero Ambiental, Universidad de Playa Ancha, Valparaíso
- Levin, B. and Nosov, M. (2009). *Physics of Tsunami*. Springer
- Madariaga, R. (1998). Sismicidad de Chile. *Física de la Tierra* **10**: 221 – 258
- Madariaga, R., Métois, M., Vigny, C. and Campos, J. (2010). Central Chile Finally Breaks. *Science* **328**: 181 – 182
- Martínez, C., Rojas, O., Jaque, E., Quezada, J., Vázquez, D. y Belmonte, A. (2011). Efectos territoriales del tsunami del 27 de febrero de 2010 en la costa de la región del Bio-bío, Chile. *Revista Geográfica de América Central* **47** E(2), 1 – 16
- Marín, A., Gelcich, S., Araya, G., Olea, G., Espíndola, M. and Castilla, J.C. (2010). The 2010 tsunami in Chile: Devastation and survival of coastal small-scale fishing communities. *Marine Policy* **34**: 1381 – 1384
- MINVU (2010). Plan de Reconstrucción MINVU “Chile Unido Reconstruye Mejor”. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Gobierno de Chile, 3era edición
- MOP (2010). Carta síntesis daño de infraestructura terremoto / tsunami 2010. Ministerio de Obras Públicas, disponible en línea (fecha última visita en abril de 2013): http://www.snit.cl/terremoto2010/mapas_nacionales/mop/Carta_Sintesis_Danos_Infraestructura_MOP_12_03_2010.rar
- Morales, R. (2010). Terremoto y tsunami del 27 de febrero de 2010. Efectos urbanos en localidades de la provincia de Arauco. *Urbano* **22**: 43 - 62
- Morton, R.A., Buckley, M.L., Gelfenbaum, G., Richmond, B.M., Cecioni, A., Artal, O., Hoffman, C., and Perez, F. (2010). Geological impacts and sedimentary record of the February 27, 2010, Chile tsunami; La Trinchera to Concepcion: U.S. Geological Survey Open-File Report 2010-1116, 22pp. Disponible en línea: <http://pubs.usgs.gov/of/2010/1116/> (abril de 2013).
- Music, J., Tapia, P. y Fleming, W. (2012). Implicancia del Decreto 117 en la demanda sísmica y respuesta global en edificios de Antofagasta. *Obras y Proyectos* **11**, 19-26
- Nahuelpan, E. y Varas, J. (2010). El Terremoto/Tsunami en Chile. Una mirada a las estadísticas médico legales.
- Olsen, M.J., Cheung, K.F., Yamazaki, Y., Butcher, S., Garlock, M., Yim, S., McGarity, S., Robertson, I., Burgos, L. and Young Y.L. (2012). Damage Assessment of the 2010 Chile Earthquake and Tsunami Using Terrestrial Laser Scanning. *Earthquake Spectra* **28**, No. S1, S179–S197
- OPS (2010). El Terremoto y Tsunami del 27 de Febrero en Chile: Crónica y lecciones aprendidas en el sector salud. Organización Panamericana de la Salud. Santiago
- Pulido, N., Sekiguchi, T., Shoji, G., Alba, J., Lazares, F. and Saito T. (2011). Earthquake Source Process and Site Effects of Strong Motion Stations of the 2010 Chile Mega-Earthquake. 2010 Chile Earthquake and Tsunami Technical Report, JST-JICA SATREPS TEAM, 1-9. http://ares.tu.chiba-u.jp/peru/pdf/output/tr/PulidoJST_reportI_1.pdf (abril de 2013)



- Quezada, J., Jaque, E., Belmonte, A., Fernández, A., Vásquez, D., y Martínez, C. (2010). Movimientos cosísmicos verticales y cambios geomorfológicos generados durante el terremoto Mw = 8,8 del 27 de febrero de 2010 en el centro – sur de Chile. *Revista Geográfica del Sur* **2**: 11 – 45
- Quezada, J., Jaque, E., Belmonte, A., Fernández, A., Vásquez, D., y Martínez, C. (2010a). Cambios geomorfológicos por el evento sísmico del 27 de febrero 2010 en el centro – sur de Chile. *Obras y Proyectos* **8**: 4 – 11
- Quezada, J., Jaque, E., Fernández, A. y Vásquez, D. (2012). Cambios en el relieve generados como consecuencia del terremoto Mw = 8,8 del 27 de febrero de 2010 en el centro-sur de Chile. *Revista de Geografía del Norte Grande* **53**: 35 - 55
- Robertson, I., Chock, G. and Morlab, J. (2012) Structural Analysis of Selected Failures Caused by the 27 February 2010 Chile Tsunami. *Earthquake Spectra* **28**, No. S1, S215–S243.
- Romero, H., Fuentes, C. and Smith, P. (2010). Dimensiones geográficas territoriales, institucionales y sociales del terremoto de Chile del 27 de febrero de 2010. *Cuadernos de Geografía: Revista Colombiana de Geografía* **19**: 135-150
- Rubio, A. y Basic, B. (2011). Investigación de impactos ambientales post tsunami Chile 2010 en la laguna albufera perteneciente al humedal El Yali (33°45'30"S). Tesis de Ingeniero Ambiental, Universidad de Playa Ancha, Valparaíso, Chile
- Ruegg, J., Rudloff, A., Vigny, C., Madariaga, R., de Chabaliera, J., Campos, J., Kausel, E., Barrientos, S. and Dimitrov, D. (2009). Interseismic strain accumulation measured by GPS in the seismic gap between Constitución and Concepción in Chile. *Physics of the Earth and Planetary Interiors* **175**: 78–85
- Saragoni, R. (2011). El mega terremoto del Maule de 2010: una lección de buena ingeniería, pero con sorpresas y nuevos desafíos. *Revista Anales de la Universidad de Chile*, Séptima Serie, N°1: 37 – 56. <http://www.sye.uchile.cl/index.php/ANUC/article/viewFile/12247/18113> (abril 2012)
- SERNAPESCA (2012). Anuarios Estadísticos. Servicio Nacional del Pesca. Disponible en línea (enero de 2013): http://www.sernapesca.cl/index.php?option=com_remository&Itemid=54&func=select&id=2
- Synolakis, C and Okal, E. (2005). 1992–2002 perspective on a decade of post-tsunami surveys. In “*Tsunamis: Case Studies and Recent Developments*”, K. Satake (ed.), 1-29
- UNESCO-IOC (1998). Post-Tsunami Survey Field Guide (First Edition). UNESCO-IOC. Intergovernmental Oceanographic Commission Manuals and Guides # 37: <http://ioc.unesco.org/itsu/files/MG037.pdf> (mayo 2013).
- Urbina, L. (2011). *Variación de los factores ambientales en las lagunas costeras de Lolleo, San Antonio – Chile, producto del tsunami del 27/02/2010*. Tesis de Ingeniero Ambiental, Universidad de Playa Ancha, Valparaíso
- Valdovinos, C., Sandoval, N., Vásquez, D. y Olmos, V. (2012). El humedal costero Tubul - Raquí: un ecosistema chileno de alto valor de conservación severamente perturbado por el terremoto del 2010. En Fariña, M.J. y Camaño, A. (editores) “*Humedales costeros de Chile*”. Ediciones UC, Santiago de Chile: 391 - 437
- Vargas, G., Fariás, M., Carretier, S., Tassara, A., Baize, S. and Melnick, D. (2011). Coastal uplift and tsunami effects associated to the 2010 Mw8.8 Maule earthquake in Central Chile. *Andean Geology* **38** (1): 219-238
- Vigny, C., Socquet, A., Peyrat, S., Ruegg, J.C., Métois, M., Madariaga, R., Morvan, S., Lancieri, M., Lacassin, R., Campos, J., Carrizo, D., Bejar-Pizarro, M., Barrientos, S., Armijo, R., Aranda, C., Valderas-Bermejo, M.C., Ortega, I., Bondoux, F., Baize, S., Lyon-Caen, H., Pavez, A., Vilotte, J.P., Bevis, M., Brooks, B., Smalley, R., Parra, H., Baez, J.C., Blanco, M., Cimbaro, S. and Kendrick, E. (2011). The 2010 Mw 8.8 Maule Megathrust Earthquake of Central Chile, Monitored by GPS. *Science* **332**: 1417 - 1421
- Westenenk, B., de la Llera, J.C., Besa, J.J., Jünemann, R., Jack Moehle, J., Lüders, C., Inaudi, J.A., Elwood, K and Hwang, S.J. (2012). Response of Reinforced Concrete Buildings in Concepción during the Maule Earthquake. *Earthquake Spectra* **28**, No. S1, S257–S280.
- Winckler, P., Reyes, M., Sepúlveda, I. y Molina, M. (2010). Observaciones de campo del tsunami del 27 de febrero de 2010 en Isla Robinson Crusoe, Archipiélago Juan Fernández. *Revista de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica* **25**(1): 12pp.
- Winckler, P., Reyes, M. y Contreras, M. (2011). Recomendaciones de diseño de obras marítimas y terrestres sometidas a cargas de tsunami. *Anales del Instituto de Ingenieros de Chile*, **462**: 19 – 39.
- Yasuda, S., Verdugo, R., Konagai, K., Sugano, T., Villalobos, F., Okamura, M., Tobita, T., Torres, A. and Towhata, I. (2010). Geotechnical damaged caused by the 2010 Maule, Chile earthquake. *ISSMGE Bulletin* **4**(2), 16-27



Zambrano, E. (2007). El Niño 2006-2007. Desarrollo y manifestaciones en aguas ecuatorianas. *Acta Oceanográfica del Pacífico* **14**(1): 1 - 6

Zareian, F., Aguirre, C., Beltrán, J.F., Cruz, E., Herrera, R., Leon, R., Millan, A. and Verdugo, A. (2012). Reconnaissance Report of Chilean Industrial Facilities Affected by the 2010 Chile Offshore Bío-Bío Earthquake. *Earthquake Spectra* **28**, No. S1, S513–S532

DYWIDAG-SYSTEMS
INTERNATIONAL

DSI CHILE



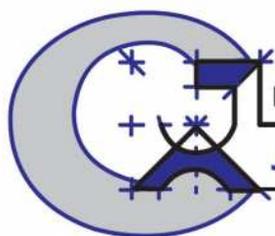
**DSI - Proveedor de Soluciones para la
Industria de Construccion**

- Barra Roscada DYWIDAG (85/105 Kgf/mm²)
- Barra Roscada GEWI® (50/55 Kgf/mm²)
- Sistema de Anclajes Permanentes de Barras y Torones, tipo SCP-DCP
- DYWI® DRILL, Sistema de Barra Autoperforante
- Micropilotes
- Sistema de Postensado de Estructuras de Hormigón



Oficina - Planta
Las Encinas #1387, Valle Grande
Lampa ~ Santiago ~ Chile
Tel: +56 2 5969637
Fax: +56 2 5969669

construcciones@dywidag-systems.cl
www.dywidag-systems.com



Proyectos Civiles & Edificación
J.A. CONSTRUCTORA Ltda.



Obras Sanitarias - Obras Deportivas - Obras Civiles
Obras de Pavimentación - Construcción de Áreas Verdes
Obras de Evacuación de Aguas Lluvias - Obras de Arquitectura





Flood defence alternatives for the lower Bío Bío River, Chile

Alternativas de defensas contra inundaciones para la parte baja del río Bío Bío, Chile

Fecha de entrega: 30 de septiembre 2013

Fecha de aceptación: 5 de diciembre 2013

Constant van Heemst¹, Joost Willems¹, Anthonie Weller¹, Huub van Verseveld¹, Diego Caamaño² and Rafael Aránguiz^{2,3}

¹ Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, Stevinweg 1, PO-box 5048, 2628 CN Delft, 2600 GA Delft, The Netherlands, C.vanHeemst@student.tudelft.nl, J.A.Willems@student.tudelft.nl, A.H.C.Weller@student.tudelft.nl, H.C.W.vanVerseveld@student.tudelft.nl

² Department of Civil Engineering, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso de Ribera 2850, Casilla 297, Concepción, Chile, dcaamano@ucsc.cl, raranguiz@ucsc.cl

³ Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales (CIGIDEN)

The Bío Bío River is the second largest river in Chile considering both discharge and length. The Bío Bío River flows through the second most important economical centre in Chile and it has been recently classified as one of the world's largest river systems strongly affected by fragmentation and change in flow regime, mainly due to hydropower and irrigation. The cities of Hualqui, Chiguayante, Concepción, Hualpén, and San Pedro de la Paz are located along the last 25 km of its course, and are exposed to a high flood risk due to a combination of increasing rainfall storms and the dams operation located in the upper basin. This work assessed several structural and non-structural flood defence alternatives for the lower 25 km of the river. A one-dimensional (1D) hydraulic model was used under different discharge scenarios. The results showed that storage areas and diversion canals located along the lower part of the Bío Bío River did not prove to be a suitable solution. Nevertheless, it was found that the most effective alternative implies a reservoir operation focused on storing the extra water produced by the incoming flood. Conclusions support the materialization of reservoir emergency operation protocols, as indicated in the Reglamento de Ley N°20.304, approved by Decreto de Ley 138, Chile.

Keywords: Bío Bío River, flood risk, flood defence, hydraulic model, reservoir operation

El río Bío Bío es el segundo más grande de Chile en cuanto a caudal y largo; fluye a través de la segunda zona económica más importante de Chile y ha sido recientemente clasificado como uno de los sistemas fluviales más grandes del mundo afectado fuertemente por fragmentación y cambio de régimen de flujo, debido principalmente a la producción hidroeléctrica y el riego. Las ciudades de Hualqui, Chiguayante, Concepción, Hualpén y San Pedro de la Paz se encuentran ubicadas a lo largo de los últimos 25 km de su curso y están expuestas a un alto riesgo de inundación debido a la combinación de intensos frentes de lluvia y la operación de represas ubicadas en la parte alta de la cuenca. En este trabajo se evalúan varias alternativas de defensas fluviales, estructurales y no estructurales, para los últimos 25 km del río. Se ha utilizado un modelo hidráulico unidimensional (1D) bajo diferentes escenarios de caudales. Los resultados muestran que no son soluciones adecuadas, a lo largo de la parte baja del río Bío Bío, las áreas de almacenamiento y los canales de desvío. No obstante, se encontró que la alternativa más efectiva implica una operación de embalse que apunte a almacenar el exceso de agua que producirían las inundaciones. Las conclusiones ratifican la materialización de los protocolos de operación de emergencia de embalses, como se indica en el Reglamento de Ley N°20.304, aprobado por Decreto de Ley 138, Chile.

Palabras clave: río Bío Bío, riesgo de inundación, defensa fluvial, modelo hidráulico, operación de embalse



Introduction

During the year of 2006 the lower Bío Bío River experimented a 100-year flood that left urban areas under water. Approximately 15700 m³/s were registered at the Dirección General de Aguas DGA gauging station located 11 km upstream the Bío Bío River mouth (Figure 1).

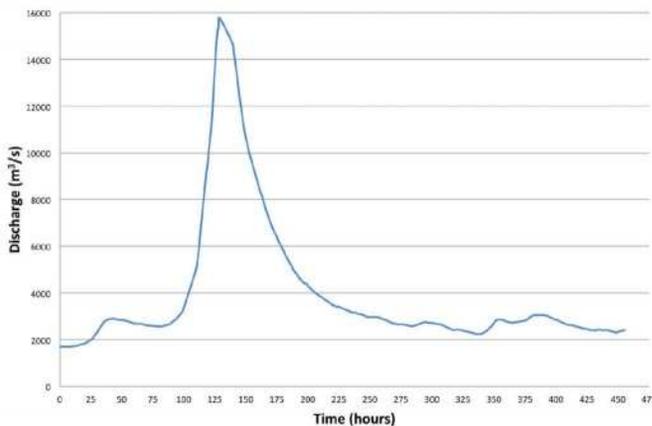


Figure 1: Hydrogram from 2006-flood event at the lower Bío Bío River. The flood started on July 10th approximately at 4 am

This large amount of water caused severe damage to the infrastructure, industry and urban areas. However, specific characteristics of the total damage are unknown, the National Emergency Office (ONEMI, 2012) states the following statistics: a) 95862 people were affected by the floods; 28177 of them were severely affected, b) 400 people were placed in shelters, c) 682 homes sustained major damage, d) 13267 homes experienced minor damage, e) 75 homes were destroyed, f) 19 people were killed, and g) 2 people are missing. Five cities located within the lower 25 km of the Bío Bío River were affected by the 2006 flood and they are still under high flood risk. Therefore, a strategy to protect these localities is needed.

A HEC-RAS model (U.S. Army Corps of Engineers, 2010) was built to cover a series of pre-design scenarios. Modelling efforts were focused on assessing a strategy to reduce risks and damage due to future floods. The project area was defined from the river mouth up to a length of 22 km upstream. The required modelling information was obtained from different sources. Bathymetry was available through the Ministry of Public Works (MOP for its name in Spanish) and complemented by surveyed data collected by Caamaño (2010). Discharge information was provided

by the local Water Agency (DGA for its name in Spanish) and tidal levels were obtained from the Hydrographic and Oceanographic Service of the Chilean Navy (SHOA for its name in Spanish). Roughness and velocities were also collected by Caamaño (2010) and used on this modelling study. Then, the morphology and the hydraulic properties were recognized, to further explore several flood mitigation alternatives in order to select the ones that are being assessed by means of the 1D hydraulic model.

Study site description

The watershed of the Bío Bío River corresponds to an area of 24264 km² (MOP, 2004). The River has its origin in the Andes at the lakes Icalma and Galletué at an altitude of 1300 m above sea level. The main course travels more than 380 km down to the river mouth at the Pacific Ocean. Along the course through the Andes valley, the river receives melting water and runoff from the mountains (Parra, 2006). Figure 2 shows the location of the Bío Bío River, as well as the main course and tributaries. In the downstream direction the river increases its width and the discharge rises due to the tributaries incoming water.

The annual average discharge at the lower part of the Bío Bío River is estimated to be 1000 m³/s. Two major dams are located along the main course of the Bío Bío River, Pangué and Ralco (Figure 2). The water that flows through the Pangué Dam, located 239 km upstream, contributes on average with 40% of the discharge that reaches the mouth. Two main tributaries contribute with 20%, these are the Laja River with 15% and the Vergara River with 5%. Smaller tributaries, along with distributed runoff, supply with the other 40% of the total discharge at Concepción.

Hydraulic model for current Bío Bío conditions

The modelling domain corresponds to the lower 22 km of the river, thus the efficiency of the different assessed strategies to protect the main populated areas and important industries can be assessed. From the local geographic configuration, eleven relevant areas can be identified and considered in the analysis. The areas are the following: 1) Bío Bío submarine canyon, 2) migrating sand bar, 3) wetlands on the northern bank, 4) refinery, 5) creek on



the south bank (*i.e.* estero Los Batros), 6) floodplain at the southern bank, 7) Hualpén, 8) San Pedro de la Paz, 9) Concepción, 10) bridges, and 11) Chiguayante (Figure 3).

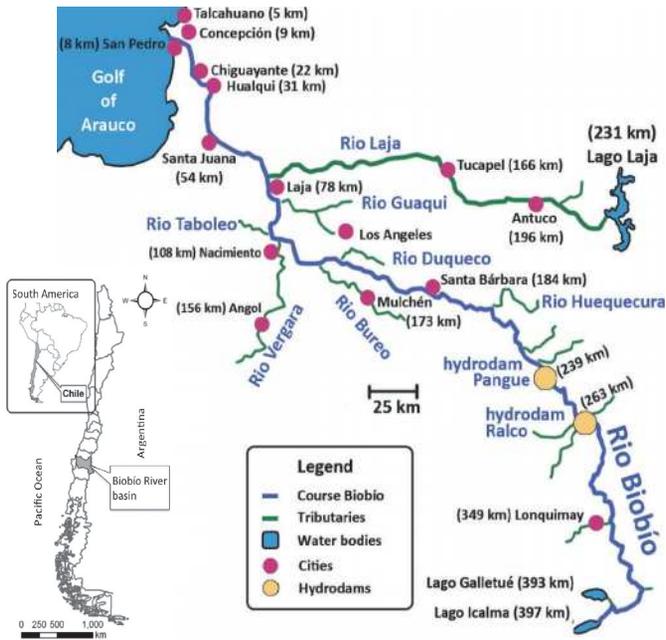


Figure 2: Location of the study site Bío Bío River basin location within South America and Bío Bío basin river network showing distances to the river outlet

Figure 4 shows aerial photographs, which were used to describe the flooded areas within the modelling domain during the 2006 flood event. The estimated flooded areas are shown in Figure 5. For example, it is possible to identify a large flooded area of about 12 km² located west of Hualpén, which corresponds to an old river course, and includes the refinery and other industries. Another flooded area is placed along the northern bank of the river, between Hualpén and Concepción. One of the main problems in this area is the water drainage system, which is overridden by the high water levels in the Bío Bío River. The creek Los Batros and the adjacent low lands, located west of San Pedro de la Paz, receive backwaters from the Bío Bío. Furthermore, similar situations are possible to identify a few kilometres upstream of Concepción, and several flooded areas are recognized on the northern bank near the cities of Chiguayante and Hualqui (*i.e.* populated lands). Also it is possible to identify flooded areas of agriculture land on the southern bank, about 15 km upstream of San Pedro de la Paz.

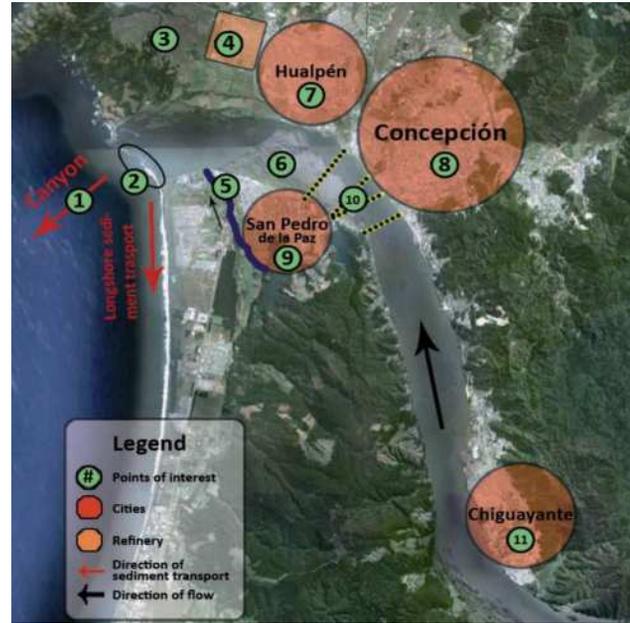


Figure 3: Key areas to be considered within the modelling process, some of them to be protected from floods



Figure 4: Aerial photograph during the 2006 flood event, a) San Pedro de la Paz, b) Talcahuano and c) Hualpén



Morphological and hydraulic characteristics for the modelling site indicate a significant increment of the river width towards the mouth. The upstream boundary is 1100 m wide increasing to 2800 m at the river mouth. In addition, the river has a unique bend that is supported by a significant sized sand bar on the southern bank (Figure 5a). Upstream of this curvature the course is fairly straight indicating average rectangular-like cross-section shape, and the average longitudinal slope corresponds to 0.00053 m/m. The northern bank of the river is artificially protected to erosion (*i.e.* rubble mound dikes), and a paved road runs along it. The southern bank shows little artificial protection, but dense vegetation composed by different types of bushes and grouted trees.



Figure 5: Identified flooded areas by means of areal photograph, a) Hualpén and b) Hualqui

The substrate found in the lower part of the river is mainly coarse and uniform sand, however its median size d_{50} decreases towards the mouth. Samples of bed sediment showed that the grain sizes at the upstream and downstream boundaries of the numerical model have d_{50} values of 1.03 and 0.85 mm, respectively. Both samples indicated to be uniformly graded with ratios d_{60}/d_{10} of 2.4 and 2.2. Observed bedforms were identified as dunes and ripples, which showed to move constantly at low flows. At higher flows (*i.e.* flood discharges) however, the increased velocities (*i.e.* high Froude numbers) are expected to smooth these bedforms and therefore to have little influence on roughness.

The Manning n parameter was chosen to characterize roughness. Based on literature and comparisons with similar rivers (Barnes, 1967), the first estimation of the roughness coefficient for the Bío Bío River was defined to be between 0.025 and 0.037. The final value resulted once the model calibration processes was concluded. It is important to note that there are differences between the roughness of the main channel and that on the flood plains. The presence of vegetation on the latter increases the roughness locally, determining separate calibration processes for the main channel, floodplains, vegetated floodplains and urban areas.

Discharge and water levels were obtained from the local DGA gauging station named "Estación Bío Bío en Desembocadura, Código BNA 08394001-8". The available data corresponds to an interrupted period starting in 1971 up to date with several silence ranges (Figure 6).

There is no tidal data available directly at the river mouth. However, there are two tide gauges located 10 km north and 20 km south of the mouth in the cities of Talcahuano and Coronel, respectively. Figure 7 shows an example of the available data, covering a range from September 11th until October 5th, 2012. From Figure 7, it is possible to see that both stations show similar results, with very similar tidal records. It is concluded that the use of Talcahuano tide data provides good estimation of tidal level at the river mouth. The tide at Talcahuano is semi-diurnal with a larger daily inequality between two successive high waters than between two successive low waters.

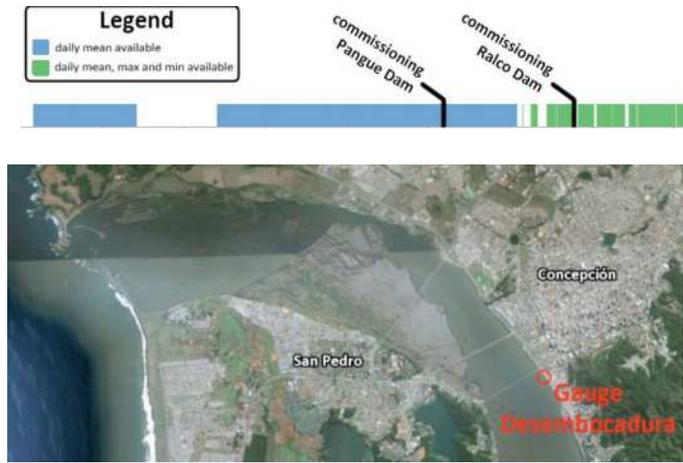


Figure 6: Bío Bío gauging station showing temporal data distribution and location

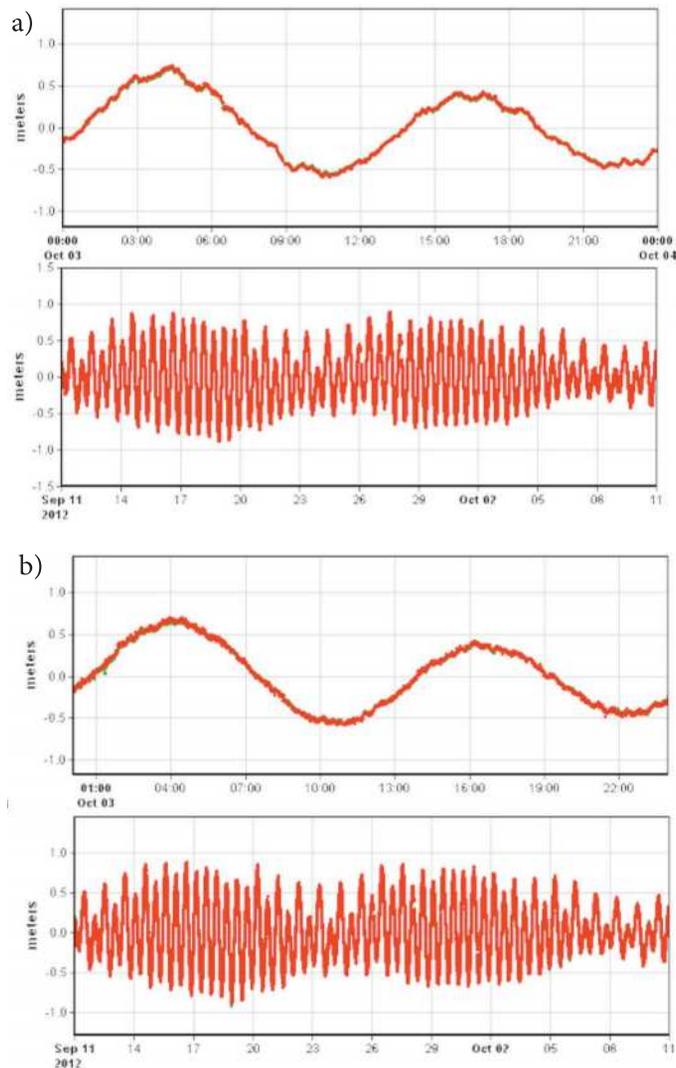


Figure 7: Tidal data from September 11th until October 5th given by buoys in a) Talcahuano and b) Coronel

Hydraulic calculations were performed using the software HEC-RAS, developed by the U.S. Corps of Engineers and widely used for one-dimensional modelling. The collected data was loaded in the software providing enough information to characterize the current hydraulic condition on the study area.

Numerical simulations were performed under four different downstream boundary conditions (*i.e.* four different steady tide levels) at high river discharges. To do this, the low tide, mean tide, high tide and the historical maximum tide level were considered. Results of the water surface profiles are shown in Figure 8. It is seen that for low, mean, and high tide levels, the influence of the boundary condition does not reach further than 500 m upstream of the river mouth, whereas the historical maximum level indicates an influence of about 2 km. This distance covers approximately the lower 10% of the modelling domain. This behaviour is in good agreement with the results given by Osorio (2010), which showed an analogous variation when using bathymetric conditions surveyed in 1998.

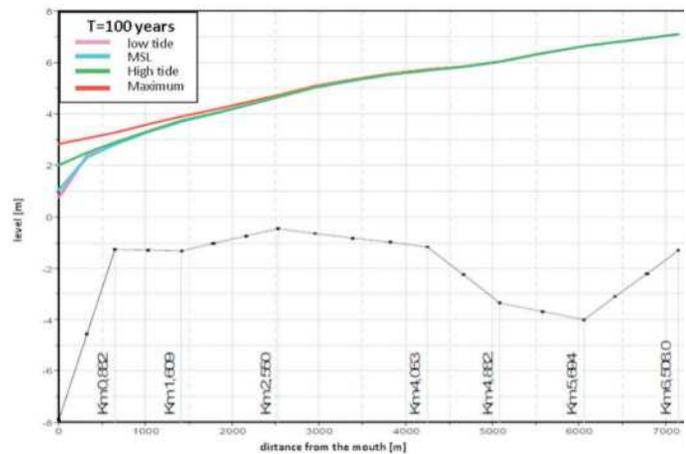


Figure 8: Water surfaces profiles for the same discharge and different tide levels on the downstream boundary conditions

Calibration was done using discharge versus water level relationships (*i.e.* discharge-rating curve) while adapting the friction characteristics. The friction was determined by the Manning roughness parameter, which was iteratively calculated until the discharge-rating curve, obtained from the model, reached the best fit with the measured discharge-rating curve at the Desembocadura gauging station. HEC-RAS spatially characterizes roughness, and for that reason four areas were identified as different



sources of friction. Figure 9 shows the four friction areas, identify as: the main channel, low to medium vegetation, dense vegetation, and urban areas. It is important to note that the purple coloured part of the southern floodplain, indicated with number 1, shows a large spatial variation in vegetation. This vegetation has been growing and establishing on the inner sand bar, helped by the increasing deposition during the last 10 years (Fernández, 2013). As a result of this process, the roughness on the side sand bar has increased significantly. While, the area indicated with number 2, presents increments on vegetation cover but not at the level of the sand bar. Table 1 shows the initial and final roughness values during the calibration process. These final roughness values were used in the model in order to assess the different alternatives to reduce the flooding effects. Finally, Figure 10 resumes the calibration results.

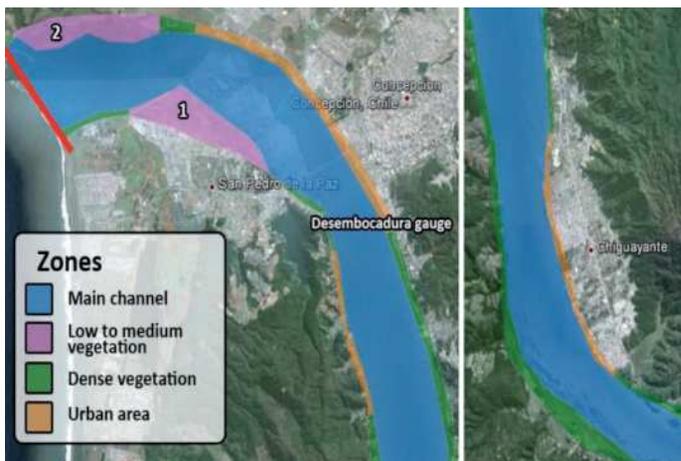


Figure 9: Roughness spatial characterization within the study reach (identified between redlines).

Table 1: Values of Manning coefficient n considered

Zones	Initial n , $s/m^{1/3}$	Variability in calibration process	Final n , $s/m^{1/3}$
Main channel	0.033	variable	0.029
Low to medium vegetation	0.04	variable	0.04
Dense vegetation	0.07	not variable	0.07
Urban areas	0.10	not variable	0.10

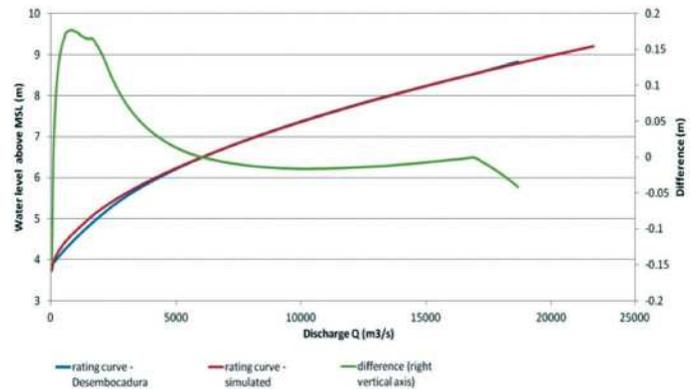


Figure 10: Water level comparison between measured and calibrated rating curves

Proposed countermeasures

The calibrated model was used as a predictive tool. Results of the current modelling conditions indicated several flooding areas along the southern and northern riverbanks (Figure 11). Based on these results four different strategies were considered to reduce the floodwater surface elevation. In addition, some approaches considered several alternatives as follows:

1. Discharge volume reduction
 - New storage volume upstream the study-reach
 - Temporary storage volume inside the project area
 - Storage capacity of the Ralco and Pangue dams
2. Increasing river transport capacity
 - Developed new floodplains
 - A bypass channel to the ocean through the old river course
3. Increase of the critical depth
 - Increase of the current levee heights
 - Dredging of the main channel and flood plains
4. Reduction of the roughness
 - Reduction of the roughness on the riverbed

The utilized data does not supply enough topography information behind the riverbanks, and therefore, it is hard to determine the best location for the levees across each profile. In the present study, these locations are given as longitudinal distance, and it is recommended to perform additional topography of the critical areas and their surroundings, in order to determine the best levee locations.

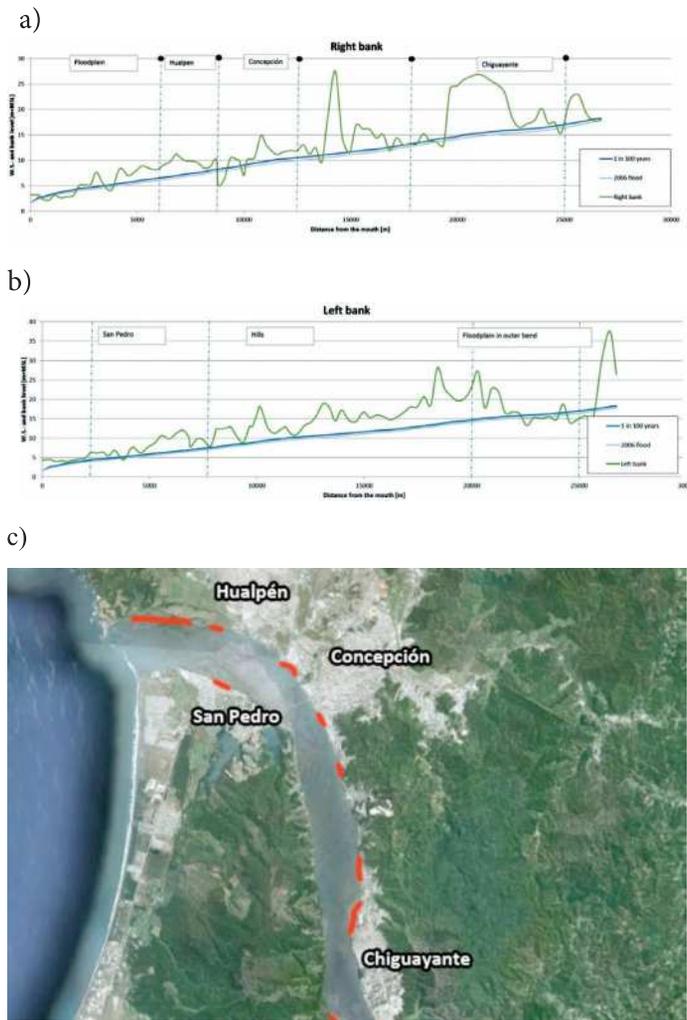


Figure 11: Indicates the water surface elevation along the river bank height for the a) right and b) left banks, and c) critical areas on both banks, shown by red lines

Results

A preliminary assessment was performed in order to select the four most promising alternatives to be considered in the numerical modelling. Details of this analysis are given by van Heemst *et al.* (2012). The main results of the four selected alternatives are given below.

Raising current levees

By raising the levees along the River Bío Bío, higher water levels can be retained. Objection to a levee system is the flow of rainwater from Concepción into the river, which may be obstructed due to the projected new higher levels. The option of raising the levees remains important to look further into it, because it seems to protect the critical areas directly.

Figures 12 and 13 show the difference in height between

the required crest height and the height of the highest data point on the bank according to the bathymetrical data at the southern and northern riverbank, respectively. The red highlighted areas indicate critical areas where the levee height should be increased, while green highlighted areas represents low areas but no critical, thus the levee height do not need to be increased. In addition, the identified locations were numbered from 1 to 10 in both figures. It is important to mention that most of the critical areas correspond to developed areas; therefore, overtopping of current levees could generate damage in properties and individuals. Table 2 shows the estimated dimensions, such as height and length, for the 10 locations identified in Figures 12 and 13. The locations 4 and 5 are not described due to the fact that these areas are not critical and the levee height can be maintained. However, location 6 is considered a special case, because urban and industrial areas are located behind this levee and large inundation occurred in 2006, as shown in Figure 5. A more comprehensive analysis of this location is given in the following paragraphs.

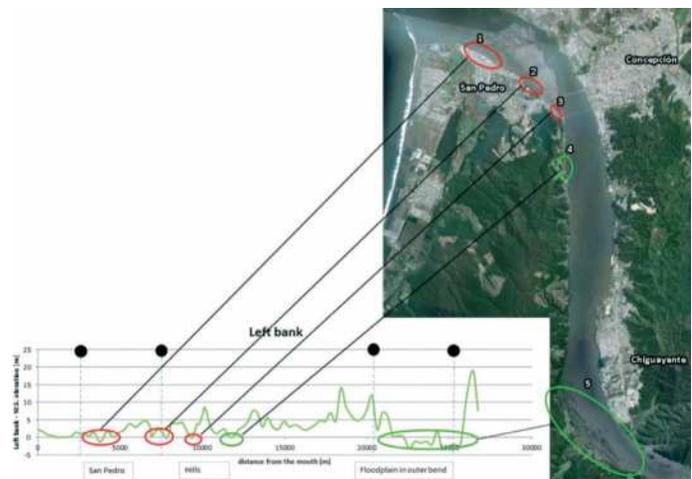


Figure 12: Locations on the left bank where current levee height is insufficient, in red the locations are critical and levee height should be increased. In green locations are not critical and levee height can be maintained

At location 6, a levee is necessary to the city of Hualpén. Option a) which considers to build a levee between Hualpén and the floodplain, and option b) considers to build a levee at the Bío Bío south riverbank, which additionally avoids flooding of the wetlands. Option b) is preferred since the necessary length and height of the levee are smaller. Additionally, this option protects present infrastructure and houses, which are situated on the wetlands. It is recommended to do further studies on the



ecological changes for these wetlands. In addition, tsunami inundation maps of Hualpén have shown that wetlands are also prone to be inundated in case of seawater surging the Bio Bio River, therefore, the levee could also protect in case a large tsunami attack. However, the wetlands are also exposed to the Bay of San Vicente, subsequently the protection against tsunami must be analyzed with caution.

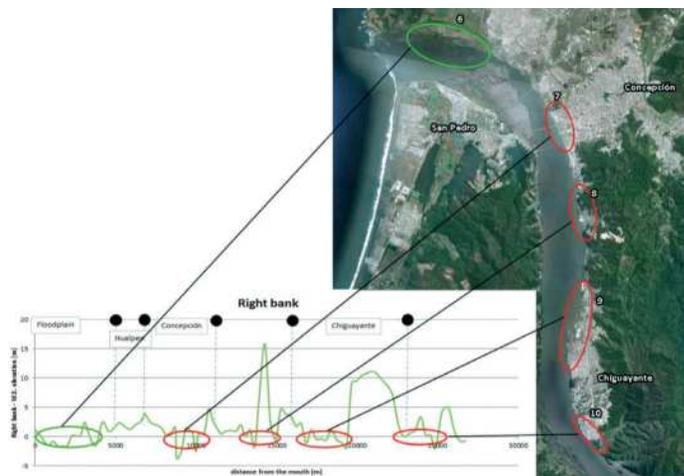


Figure 13: Locations where current levee height is insufficient along the right bank. In red the locations are critical and levee height should be increased. In green the locations that are not critical, and thus, levee height can be maintained

Table 2: Estimated levee dimensions of the 10 locations identified in the lower part of the Bio Bio River

Levee number, location	Design crest height above MSL, m	Bank average height below design level, m	Length, m
1	5.2	1.5	500
2	7.3	0.5	500
3	8.6	0.5	300
6	4.2	1.4	1500
7	8.5	3.0	1000
8	11.6	1.2	900
9	14.0	1.0	2000
10	16.5	2.0	1000



Figure 14: Option a: levee located along the city of Hualpén, and option b: levee located along the Bio Bio river north bank Bypass channel

Bypass channel

The effect on the water level of a bypass channel through the floodplain west of Hualpén to the ocean is determined in this paragraph. The exact location of such a bypass channel has been determined based on the channel junction. Since it should be located as upstream from the river mouth as possible. Figure 15 indicates the location considered for the analysis of this channel. The channel is modelled as a withdrawal of water located 4.2 km upstream of the river outlet. The effect on the water surface elevation within the project area is checked for different channels by varying the discharge capacity (Figure 16). The water levels are compared with the design water level. The effects in the river are checked considering a channel with a discharge of 10000, 6000 and 2000 m³/s.



Figure 15: Bypass channel considered location.

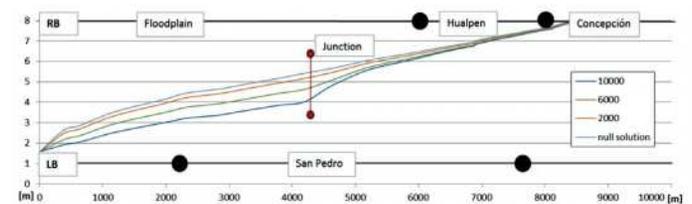


Figure 16: Water surface elevation reduction along the Bio Bio River provided by the proposed bypass channel. RB: short for Right Bank, LB: short for Left Bank

Figure 16 shows that the bypass channel is very effective in lowering the water levels downstream its water intake. This will reduce the risk for future floods in the creek of San Pedro and for the wetlands west of the bypass channel. Upstream of the junction, however, the effects are very limited. Only 3 km upstream of the junction the reduction of the water level is already negligible. In addition, it is important to study possible morphological consequences



for the river if this alternative is chosen (*i.e.* local erosion on the south bank), and further research should be carried out on this matter.

Reduction in roughness

Roughness can be lowered on certain places by cutting away the present vegetation (*i.e.* especially at the southern floodplain in the river bend near San Pedro). To simulate the effect on the water level with a decreased roughness, the roughness coefficient assigned to the floodplain is lowered in the HEC-RAS model and the effect on the water surface elevation is computed.

It is difficult to accurately determine how much the roughness is reduced after removing the vegetation, and further tests need to be carried out in order to improve this portion of the study. However, an extreme situation can be quantified by comparing a densely vegetated floodplain scenario (n -value of $0.07 \text{ s/m}^{1/3}$) with a floodplain roughness equal to the one defined for the main channel (n -value of $0.029 \text{ s/m}^{1/3}$). The difference between those two scenarios is used to analyze the effect of this alternative. Figure 17 shows the water surface elevations with a dense vegetated floodplain and no vegetation at all. The difference in water surface elevation is plotted as well in the same figure. Although the effects upstream and downstream of the floodplain are negligible, it is possible to see that there is a reduction in water surface elevation at the location of the floodplain quantified in 0.5 m. It is important to mention that all the alternatives studied in this work assume a fixed bed, which means that the effects on sediment transport due to the decreasing vegetation have to be investigated as well.

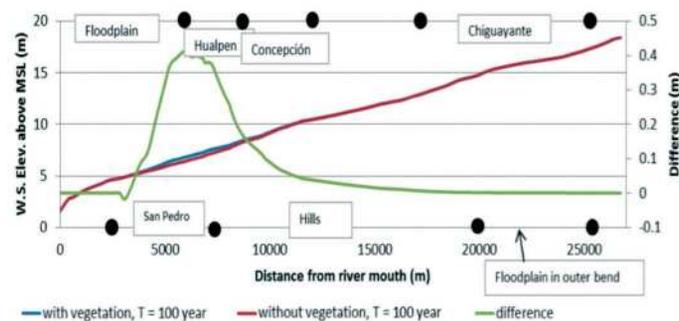


Figure 17: The effect of vegetation changes on the sand bar located on the south river bank

Use of upper Bío Bío reservoir as storage volumes

An alternative to reduce the floodwater surface elevation in the project area is to reduce the flood discharge by using the reservoirs of the Pangué and Ralco dams as extra storage volume (García *et al.*, 2010). The biggest advantage of this alternative is that no additional infrastructure needs to be built.

Approximately 40% of the average annual discharge at the mouth flows downstream the river through the DGA measuring gauging station Bío Bío at Rucalhue, located 45 km downstream the main course. Therefore, different hypothetical ranges of reservoir storage are assumed, and these are capable to reduce the maximum design discharge (van Heemst *et al.*, 2012) at the lower portion of the Bío Bío River (Table 3).

Table 3: Different assumed discharge reductions due to storage in the upstream reservoirs

Reduction factor, %	Maximum design discharge, m ³ /s
0	20400
5	19380
10	18360
20	16320
40	12240

Figures 18 and 19 show the results of the numerical model for reduced discharge inputs to the river. Even when 40% of the peak volume is reduced, there are still areas along the banks where the water will overtop the existing levees and will flood urban areas.

A design discharge reduction of 40% seems to be effective in lowering the water surface elevation in more than 1 m in most sections of the project area. However, lowering the water surface elevation to this extent is not enough to solve the problems at all critical locations. Wherever the shortcoming height exceeds the water level reduction, overtopping will still occur during flood conditions. For example, when considering the water surface elevation with a reduction of 40%, the wetlands and parts of Hualpén and Concepción should be flooded, including the outer bend upstream of Chiguayante.

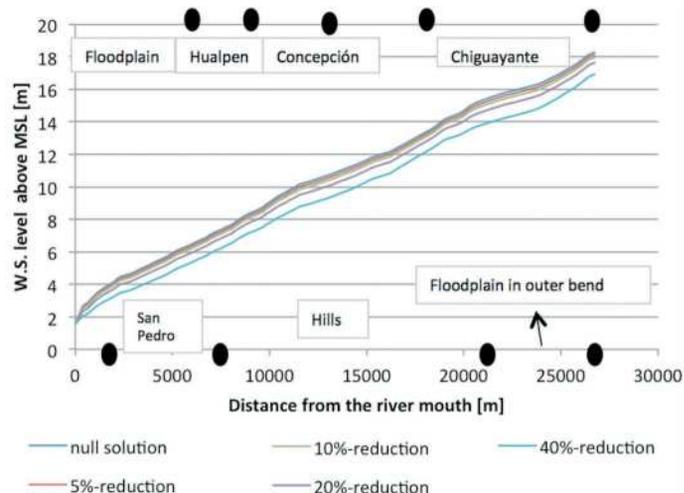


Figure 18: Water surface elevation for different storage percentage

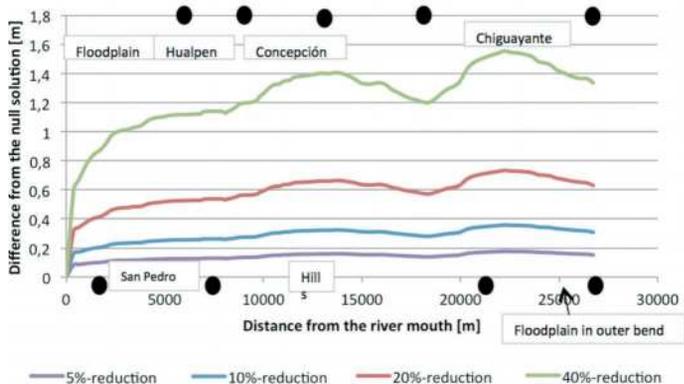


Figure 19: Reduction in water surface elevation for different storage percentage

Combining alternatives

From the previous analysis, it is seen that none of the four alternatives completely meet the demands and requirements to avoid flood areas. However, a combination of different alternatives can provide a satisfying solution. Important conclusions about the alternatives are summarized and identified in Table 4.

The bypass channel is expensive and does not provide a reduction of the water level for the entire project area. Therefore, the alternative of a bypass channel through the northern floodplain is discarded as a feasible approach for lowering the risk of future river floods.

It can be concluded that rising of the levees is the only

measure that provides safety for the entire project area during design conditions. However, combining the levees with maximum storage by the upstream reservoirs and a reduction on roughness on the lower part of the Bío Bío River (*i.e.* clearing it from vegetation) allows the reduction of the projected levee height by 1.5 m. This reduction should be considered as an upper boundary.

Conclusions

A model simulation of the present situation during design conditions is carried out and the water surface elevation is compared to the present bank heights. Critical locations are designated around Hualpén, Concepción, San Pedro de la Paz and Chiguayante. Four alternatives are elaborated to reduce risks, and it is concluded that the bypass channel is not feasible. Both, removal of the vegetation on the floodplains and using the dam reservoirs as storage volumes, are insufficient in solving all relevant flood problems. This is why a levee system is inevitable for the development of a flood defence system. Also a combination of measures in order to reduce the levee height could be used. The proposed design heights of the levees can be lowered by storing water in the dam reservoirs during high water peaks and by removing the vegetation on the floodplains in order to lower the bed roughness. These results support the materialization of reservoir emergency operation protocols, as indicated in the Reglamento de Ley N°20.304, approved by Decreto de Ley 138, Chile.

As a continuation of this study, it is recommended to carry out additional studies in order to make more accurate estimations. With the aid of these additional studies, further elaboration of the alternatives is advised. The following model improvements would be of great value and are recommended:

- A thorough study on the bed friction of both, the main channel and floodplains.
- A study on discharge-water level relations just upstream of the project area. These relations should be used to optimize the calibration process. This will improve the accuracy of simulated water levels upstream of the gauging station.

Additionally, computation of sediment transport loads



Table 4: Overview of different alternatives

Alternative	Levee system	Bypass channel	Removal of the vegetation	Dam reservoirs as storage volumes
Ability to solve complete problem	Yes	No	No	No
Implementation	A complete new levee system has to be built + corresponding adaptations of the drainage system	A channel has to be dug and surrounding levees have to be built + corresponding adaptations to the drainage system	Can be implemented immediately	Requires a change of existing regulations
Intrusiveness	Levees demand space and somehow obstruct the view on the river	Channels and levees require a lot of space and divide the urban and wetland areas	Change of the floodplain's appearance. During floods the same will happen though	No intrusive changes
Maintenance	Levees need to be maintained	Channel needs to be maintained a lot	Consists of maintenance work only	No additional maintenance
Costs	Medium	High	Low	Medium

is necessary to include morphological changes in the analysis and to proposed long-term measures. Moreover, bi-dimensional hydraulic modelling is also recommended to better estimate spatial distribution of water velocity, bed and bank erosion/accretion and flood behaviour. Since the level of volume reductions by the reservoirs is critical for the levee design is recommended to quantify the maximum potential retention volumes under different discharge scenarios. In order to quantify the levee exact location and its structure dimensions it is necessary extra topographical data, especially on the banks and floodplains. The actual advantages and disadvantages of a levee system should be determined and taken into account. This together will allow a well-founded cost estimation.

Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the Dirección General de Aguas DGA de la Región del Bío Bío, special merit for Mrs. Isabel Drews who was always willing to help and contribute to the study. Extra support was obtained from project Fondecyt N°11100399. We would also like to acknowledge the funding provided from Van Oord and Royal Haskoning DHV and their continuous support.

References

- Barnes, H. (1967). *Roughness Characteristics of Natural Channels*. Washington, USGS
- Caamaño, D. (2010). Sustainability of morphology features in alluvial rivers and coastal systems in Chile: the Bío Bío River as study case. FONDECYT project N°11100399
- Fernández, M. (2013). *Cambios morfológicos y efectos en las velocidades y alturas del flujo en la parte bajo del río Bío Bío*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Chile
- García, A., Jorde, K., Habit, E., Caamaño, D. and Parra, O. (2011). Downstream environmental effects of dam operations: changes in habitat quality for native fish species. *River Research and Applications* 27(3); 312-327
- MOP Ministerio de Obras Públicas (2004). *Mediciones realizadas en el río Bío Bío*. Concepción.
- ONEMI (2012). <http://www.onemi.cl/>
- Osorio, R. (2010). *Informe eje hidráulico río Bío Bío*. Concepción.
- Parra, O. (2006). *The Bío Bío River basin*. Centro EULA, Universidad de Concepción



U.S. Army Corps of Engineers (2010). HEC-RAS, River Analysis System, Hydraulic Reference Manual. Davis, CA.

van Heemst, C., Weller, A.H.C., van Verseveld, H.C.W. and Willems, J.A. (2012). A flood defence strategy for the Greater Concepción. Analysing, modelling and finding engineering solutions for the Bío Bío floods. Master course report, Delft University of Technology and Universidad Católica de la Santísima Concepción

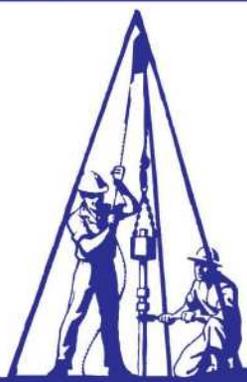


ARAGÓN^{LTDA.}

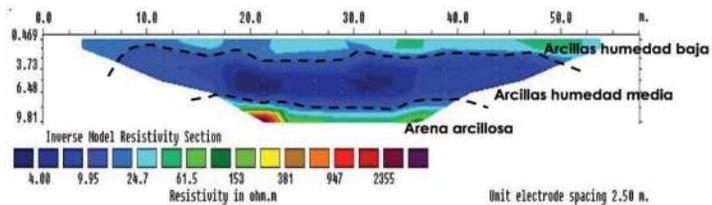
INGENIERIA DE SUELOS



Estudios de Mécanica de Suelos - Ensayos apoyados en Laboratorios acreditados ante INN
 Confección de Prospecciones: Calicatas, Sondajes Terrestres y Marítimos de Percusión y Rotación
 Inspección de Obras asociadas a la materia - Asistencia Técnica - Topografía
 Estudios Geológicos confeccionados por profesionales competentes
 Estudios Geofísicos de Ondas Sísmicas de Corte: Método Sísmico de Microtremores (ReMi),
 Ensayos UP-HOLE, DOWN-HOLE, CROSS-HOLE.



Tomografía Eléctrica, caracterización de sitios



Auscultación Geotécnica, Proyecto Edificio Centro Costanera



OITEC Geotecnia



OITEC Hidráulica



OITEC Topografía



- 📌 Diseño geotécnico de fundaciones y entibaciones
- 📌 Medición de la velocidad de ondas de corte
- 📌 Medición de tomografía eléctrica
- 📌 Topografía de precisión GPS
- 📌 Hidráulica fluvial
- 📌 Ecohidráulica





Estudio experimental de microaglomerado asfáltico antiderrapante modificado con NFU

Experimental study of non-skid microsurfacing asphalt modified with recycled tires

Fecha de entrega: 27 de mayo 2012

Fecha de aceptación: 26 de agosto 2013

Gerardo Botasso¹ y Adrián Segura²

¹ LEMaC Centro de Investigación Vial, Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124 (1900), La Plata, Prov. de Buenos Aires, Argentina, gbotasso@frlp.utn.edu.ar

² Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba, Maestro M. López esq. Cruz Roja Argentina Ciudad Universitaria. Casilla de Correo 36 C.P. (X5016ZAA) Córdoba, Argentina, adrian-segura@hotmail.com

Dadas las actuales mayores velocidades de circulación en vías urbanas y rurales, tipologías de vehículos y aumento de accidentes por excesos de velocidad, son necesarios nuevos diseños de mezclas asfálticas que permitan mayor adherencia neumático calzada y mejor evacuación del agua de la calzada para así disminuir las distancias de frenado. Para tal fin se ha considerado utilizar micromezclas en caliente en donde, a efectos de garantizar una adecuada macro y microtextura, se otorgan discontinuidades en la curva granulométrica y en la relación tamaño máximo de árido versus espesor de la capa especial. Sin duda para que estas condiciones de regularidad superficial permanezcan en el tiempo y no se deterioren bajo la acción de las cargas del tránsito y de las condiciones ambientales, es necesario utilizar un ligante asfáltico modificado con polímero. En el presente trabajo se presenta la factibilidad de modificar el asfalto con polvo proveniente del reciclado de Neumáticos Fuera de Uso NFU. Se estudia experimentalmente el desempeño de este aglomerado en comparación a otro considerado como blanco comparativo en donde el ligante asfáltico se modifica con un polímero virgen convencional, como lo es el estireno butadieno estireno, conocido como SBS, de mucho mayor costo sin considerar los beneficios del proceso de reciclado del caucho de los neumáticos. Se concluye que los cambios producidos fundamentalmente en la microtextura es uno de los puntos más favorables en la disminución de la distancia de frenado.

Palabras clave: neumáticos fuera de uso, reciclado, antiderrapante, fricción, microaglomerado

Given the current high traffic speeds in urban and rural roads, typologies of vehicles and the elevated number of accidents caused by the excess of speed, it is necessary to create new designs of asphalt mixtures that allow a greater adherence between tire and roadway and evacuate quickly the water from the roadway, hence a braking distance reduction. With that scope it has been considered the use of hot micro mixtures that guarantee an adequate macro and micro texture, by defining discontinuities in the grain size distribution curve and a relationship between the arid maximum size versus layer thickness. Of course, in order to maintain these conditions of superficial regularity along the time without being deteriorated under the action of the traffic load and environmental conditions, it is necessary to use an asphalt binder modified with a polymer. This paper presents the feasibility of modifying the asphalt with dust obtained from the recycling of tires out of use. The performance of this agglomerate compared to another selected as blank is experimentally studied. The asphalt binder is modified with a virgin conventional polymer, like Styrene Butadiene Styrene, known as SBS, that has a much higher cost even considering the process benefits of recycling latex from tires. It is concluded that the changes caused mainly by the microtexture is one of the most favourable aspects for the braking distance reduction.

Keywords: recycled tires, recycling, non-skid, friction, microsurfacing

Introducción

Se define como microaglomerado discontinuo en caliente a aquella mezcla de granulometría discontinua que es elaborada y colocada en caliente como capa de rodadura de calzadas. Sus materiales componentes son la combinación de un cemento asfáltico modificado con polímeros, áridos que presentan una discontinuidad granulométrica muy acentuada en los tamaños intermedios del total de la gradación, relleno mineral y eventualmente aditivos. Realizada la mezcla de estos materiales todas las partículas deben quedar recubiertas por una película homogénea de asfalto (CPAA, 2006). Su finalidad es dotar a la capa de rodamiento de adecuadas condiciones de resistencia mecánica, resistencia al deslizamiento y propiedades fono absorbentes.

Estas mezclas de espesor máximo de 3 cm utilizan por lo general como árido grueso una piedra artificial triturada de tamaño máximo 12 mm y un árido fino de tamaño máximo 3 mm, presentándose como ausente la fracción entre los 3 y 6 mm, situación que genera la discontinuidad en la curva de la mezcla de agregados. Se deben considerar dos aspectos fundamentales en el diseño y proyecto de una mezcla asfáltica (Botasso *et al.*, 2002): a) la función resistente, que determina los materiales y los espesores de las capas a emplear en la construcción y b) la función superficial, que determina las condiciones de textura y acabado que se deben exigir a las capas superiores del camino para que resulten seguras y confortables. En el caso de los microaglomerados, éstos aportan sólo una función superficial, existiendo la necesidad de que los mismos se coloquen sobre mezclas asfálticas de mayor espesor que aporten el coeficiente estructural necesario.

Fenómenos de superficie en la calzada de un pavimento

Desde las tecnologías de las mezclas asfálticas se pueden generar condiciones superficiales que permitan que la textura de la capa de rodamiento en conjunto con las características de los neumáticos provoquen la mejor combinación posible a fin de evacuar rápidamente el agua del nivel superior del pavimento y generar la mayor adherencia neumático calzada disminuyendo el fenómeno de hidropneumático. Para el lector interesado en mecanismos de adherencia neumático calzada se sugiere consultar por

ejemplo, Dixon (1991), Gillespie (1992) y Pacejka (2002).

Las mezclas que mejor desempeño desarrollan a nivel de superficie generando texturas ásperas y rugosas son mezclas que en general serán de espesor menor a 3 cm denominadas microaglomerados asfálticos. Las texturas deseables se denominan (Botasso *et al.*, 2002):

- **Macrotextura:** dada por la longitud de onda del tamaño del agregado grueso, es la que permite la evacuación del agua (ver Figura 1).
- **Microtextura:** dada por la aspereza del mastic asfáltico conformado por el ligante y los finos y fillers de la mezcla, permitiendo las mejoras en la adherencia neumático calzada.

Ambas en niveles adecuados permiten disminuir las distancias de frenado, con pavimento mojado, ya que se evacúa más rápidamente el agua y el agarre del neumático aumenta.

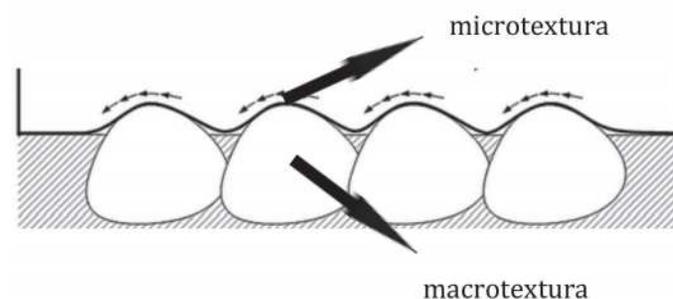


Figura 1: Macrotextura y microtextura

Las dispersiones de los polímeros en el asfalto

Para que estas mezclas denominadas antiderrapantes mantengan sus valores en el tiempo frente al amasado del tránsito y de la temperatura de la calzada, se hace necesario contar con un asfalto modificado con polímero. Los polímeros se dispersan en el asfalto aportando una fuerte energía de corte, temperatura y contando con la suficiente cantidad de hidrocarburos naftenos aromáticos y polares aromáticos que humecten al polímero y permitan que éste se hinche dentro de la masa de asfalto. Se cuentan con dos tipos de polímeros. Por un lado el polvo proveniente de la trituración ambiental de los Neumáticos Fuera de Uso NFU (Foto 1a) y por otro lado el estireno butadieno estireno SBS, polímero virgen en forma de pelets (Foto 1b).

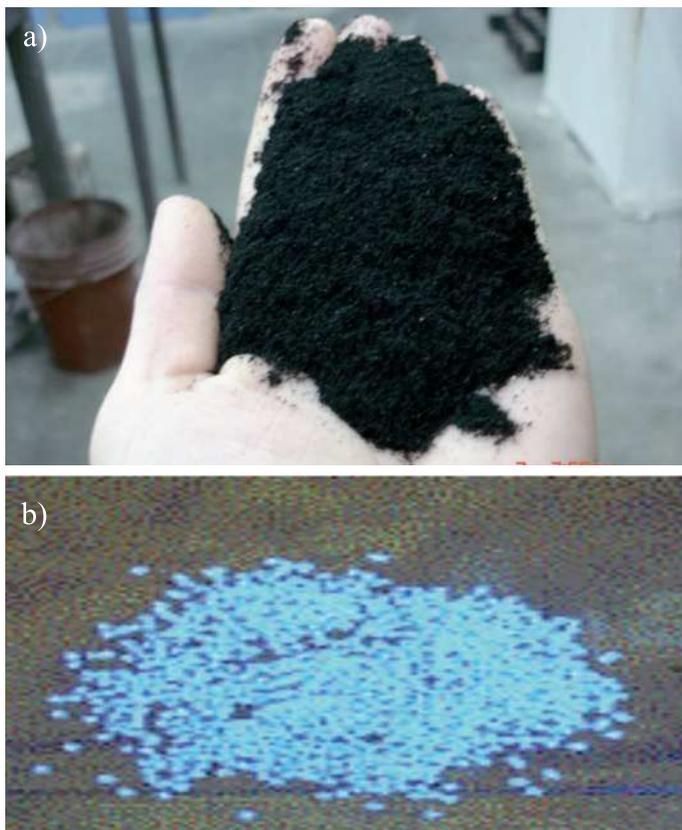


Foto 1: a) Caucho molido NFU y b) polímero SBS

El dispersor de NFU y SBS utilizado en este proceso se muestra en la Foto 2.



Foto 2: Equipo dispersor de NFU y SBS en asfalto

Se caracterizaron las dispersiones poliméricas en base a lo fijado por la norma IRAM 6596 (2010), en la Tabla 1 se pueden observar los valores obtenidos.

Tabla 1: Caracterización de los asfaltos modificados con NFU y con SBS

Ensayo	Unidad	CA-20+ 8% NFU	CA-20+ 3% SBS
Penetración	1/10 mm	44	69
Punto de ablandamiento	°C	56	65
Recuperación elástica torsional	%	33	71
Ductilidad a 5°C	cm	15	42

Características de la mezcla

Las mezclas asfálticas de superficie trascienden el diseño de laboratorio convencional. Vale decir no alcanza valores de estabilidad, flujo o vacíos, sino que se necesita considerar la prestación en obra una vez colocada a fin de valorar su desempeño en condición de pavimento mojado frente a un frenado de emergencia, situación considerada crítica en la distancia que recorre un vehículo al intentar esa maniobra.

En general se clasifican como:

- MAC M8 y M10: microconcretos asfálticos en caliente con granulometría discontinua, monogranulares de tamaño máximo de agregados 8 y 10 mm respectivamente, especialmente proyectados para capas de entre 15 y 25 mm.
- MAC F8 y F10: microconcretos asfálticos en caliente con granulometría discontinua de tamaño máximo de agregados 8 y 10 mm respectivamente, especialmente proyectados para capas de entre 20 y 25 mm los MAC F8 y entre 25 y 35 mm los MAC F10.

En el presente trabajo se diseña un MAC F10 con asfalto modificado con NFU y SBS. La macrotextura se puede medir en forma puntual con un ensayo denominado parche de arena según la norma IRAM 1555 (2010), ver Foto 3. La microtextura se puede medir en forma puntual con un ensayo denominado péndulo inglés TRRL según la norma IRAM 1850 (2010), ver Foto 4.



Foto 3: Parche de arena



Foto 4: Péndulo TRRL

Los valores exigidos habitualmente en las especificaciones se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2: Valores exigibles de macro y micro textura

Tipo de textura	Norma	F8 - F10
Macrotextura, altura de círculo de parche de arena, mm	IRAM 1850 (2010)	Promedio del lote > 1.1 Mínimo absoluto > 0.8
Microtextura, coeficiente de resistencia al ahuellamiento, BPN	NLT 175 (2005)	Mínimo 0.65

Diseño del modelo de laboratorio

No se ha desarrollado aún en laboratorio, según han indagado los autores en la literatura técnica, un modelo

que permita predecir la futura macro y microtextura de una mezcla, antes de ser colocada al menos en un tramo de prueba. Menos aún evaluar resultados instantáneos para ciclos de temperatura y tránsito, observando el deterioro de la macro y microtextura de una mezcla con aumentos en la aplicación del número de pasadas de ejes del tránsito.

En el presente trabajo se ha desarrollado un experimento que utiliza modernos ensayos dinámicos diseñados para otros fines y que dadas sus características pueden constituirse en el modelo buscado. Se propone que en laboratorio se puedan hacer modelos que superen la escala de una probeta del ensayo Marshall, constituyendo una pieza de mayor superficie, de 30 cm x 30 cm, en donde las condiciones de texturas puedan ser observadas, como se muestra en la Foto 5 y en la Figura 2.



Foto 5: Molde y Probeta de 30 x 30 cm

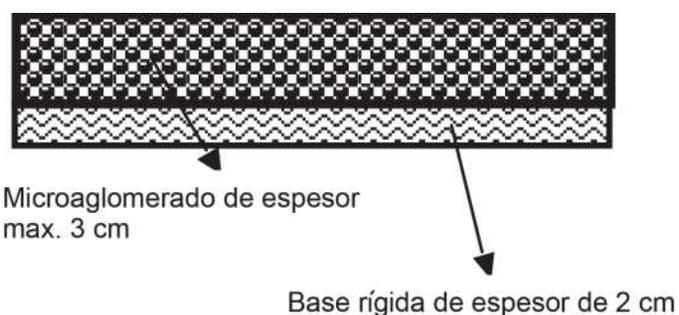


Figura 2: Esquema del modelo de ensayo

El modelo de probeta proviene del ensayo de ahuellamiento (*wheel tracking test*) estandarizado en la norma BS EN 12697-22 (2003) y homologada en Argentina para estudiar las deformaciones plásticas permanentes en las mezclas asfálticas de capacidad estructural, por acción del tránsito pesado. El equipo mostrado en la Foto 6 aplica en la probeta una carga con ciclos sinusoidales, tal cual lo hace el tránsito en la calzada con una frecuencia de 26.5 ciclos por

minuto, pudiendo variarse la temperatura de ensayo según las condiciones climáticas de diseño en donde se encuentre la obra. En el caso de ahuellamiento este ensayo se realiza a 60°C, pues es donde se pone de manifiesto este tipo de fenómeno. La idea es que esta carga sea la que produzca el deterioro de las condiciones de superficie para los dos tipos de modificadores utilizados en el microaglomerado.

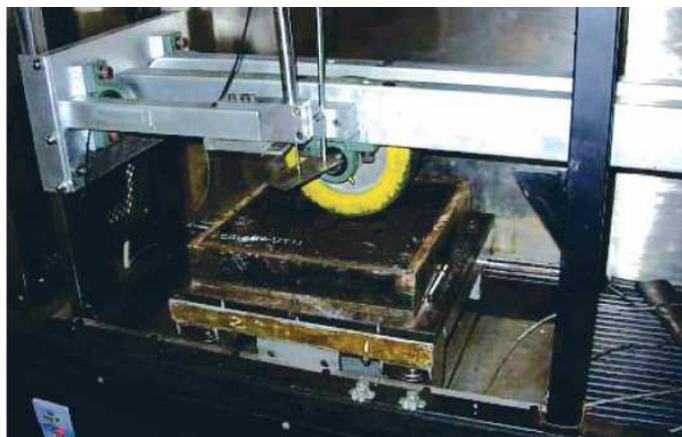


Foto 6: Equipo de *wheel tracking test*

La Foto 7 muestra el moldeo de una probeta con un equipo de compactación que simula las condiciones mínimas de compactación que una micromezcla necesita en la obra.



Foto 7: Equipo de compactación de la muestra

Se pretende de esta forma conformar las mezclas tipo microaglomerado discontinuo en caliente utilizando los dos tipos de modificadores del ligante asfáltico, el SBS y el

NFU. Una vez obtenidas estas muestras se procede sobre esta superficie a medir la macrotextura en forma puntual con el ensayo del parche de arena y la microtextura en forma puntual con el péndulo inglés TRRL en condición de pavimento mojado. Luego de esta determinación se somete a las muestras a la acción de la rueda del equipo de *wheel tracking test*, con el fin de que simule la acción del tránsito y provoque el deterioro en las condiciones iniciales de textura. La mezcla utilizada es una MAC F10 con las características presentadas en la Tabla 3.

Tabla 3: Dosificación de las mezclas diseñadas con asfalto modificado con NFU y SBS

Materiales componentes	Nomenclatura	Porcentajes en mezcla
Piedra triturada granítica	6:12	62.4
Arena granítica de trituración	0:3	27.4
Filler: Cal	cal	4.8
Asfalto utilizados en cada caso	CA-20 + 8% de NFU	5.4
	CA-20 + 3% SBS	5.4

Para el diseño de la mezcla se ha utilizado agregado granítico y un cemento asfáltico que por sus valores de viscosidad clasifica como un CA-20. La cantidad de asfalto en cada mezcla fue el mismo, un 5,4 % en peso de la mezcla. La cantidad de ligante asfáltico se ha determinado como el valor óptimo de las mezclas. La cantidad óptima que permitió alcanzar valores similares de desempeño entre los dos ligantes fueron la adición del 8% de NFU y del 3% de SBS. La Foto 8 muestra el proceso de formación.



Foto 8: Elaboración de la mezcla

En la Tabla 4 se presentan los datos que permiten construir las curvas granulométricas mostradas en el gráfico de la Figura 3, donde se puede observar la curva de la mezcla MAC F10 discontinua entre los tamices ASTM N° 4 y 8.

Tabla 4: Granulometría de la mezcla

Tamiz	abert.,µm	% que pasa		
		c. min	mezcla	c. max
1/2	12700	100	100	100
3/8	9500	75	94.60	97
1/4	6250	40	58.68	65
4	4750	25	32.93	40
8	2360	20	25.74	35
30	600	12	12.96	25
200	75	7	7.88	10

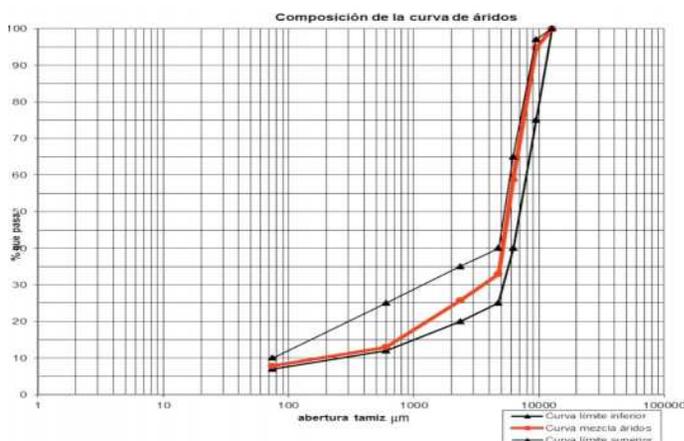


Figura 3: Curva de la mezcla y límites

Luego se procede al diseño con la metodología Marshall, la cual arrojó los valores volumétricos y mecánicos mostrados en la Tabla 5.

Tabla 5: Valores volumétricos y mecánicos del ensayo Marshall

Mezcla asfáltica	Densidad Marshall, g/cm³	Densidad Rice, g/cm³	Vacios, %	Estab., kg	Fluencia, mm	Vacios agreg. mineral, %	Relac. betún vacíos, %
Modificado con 8% de caucho	2.302	2.453	6.2	875	4.3	18.6	66.8
Modificado con SBS	2.312	2.443	5.4	1096	4.4	17.9	69.7

Los valores obtenidos tanto en forma volumétrica como mecánica cumplen con lo exigido para este tipo de mezclas discontinuas en las especificaciones técnicas vigentes en Argentina para mezclas de bajo espesor redactadas por la

CPAA (2006). Luego se procede al moldeo de las probetas para el modelo seleccionado dando como resultado las muestras que se presentan en la Foto 9.



Foto 9: Muestras de 30 x 30 de MAC F10 con asfaltos con NFU y SBS

Una vez confeccionadas las probetas de 30 x 30 cm y acondicionadas durante dos horas a 60°C, se procede a la utilización del equipo de *wheel tracking test* WTT para la simulación del tránsito sobre las probetas. Dicha simulación se realizará en tres franjas contiguas (cada una de ancho igual a la de la rueda) sobre la superficie de las probetas, esto con el fin de generar una superficie lo suficientemente ancha que permita la realización de los ensayos de evaluación de macro y microtextura luego de la simulación del tránsito. En la Foto 10 se muestran imágenes del proceso de ensayo cíclico.

En todos los casos se ha moldeado un total de 10 probetas para cada condición de ensayo. La sollicitación generada por la rueda del equipo WTT, resulta ser un factor de deterioro de la macro y microtextura.



Foto 10: Procedimiento de carga con el WTT en las probetas - 3 pasadas una al lado de la otra

Macrotextura antes y después del tránsito con el equipo WTT

Las determinaciones de macro y microtextura se realizan con el equipo de parche de arena y con el péndulo inglés respectivamente. Las medidas puntuales de macrotextura consisten en extender sobre la superficie de un pavimento un volumen determinado de arena fina uniforme que se distribuye y enrasa mediante un esparcidor, quedando la arena enrasada con las puntas más salientes. Se procura extender la arena formando un círculo, con lo que es fácil determinar el área cubierta por la arena. A partir del volumen de arena utilizado y del área de pavimento cubierta por ella, se calcula una profundidad media de los huecos rellenos por la arena, valor que se utiliza como medida de la macrotextura superficial del pavimento (ver Foto 11). En la Tabla 6 se pueden observar los valores medios de macrotextura en los dos microaglomerados y la disminución de este parámetro cuando fue sometido a la acción del tránsito durante 2 horas en cada franja, totalizando un total de tres franjas de carga a una temperatura extrema de 60°C.

Tabla 6: Deterioro de la macrotextura

Mezcla MAC F10	Antes WTT	Después WTT	Disminución macrotextura, %
	H, mm	H, mm	
Con NFU	1.100	0.591	46.3
Con SBS	1.114	0.684	38.6



Foto 11: Medición de la macrotextura con el parche de arena sobre el modelo

Microtextura antes y después del tránsito con el equipo WTT

La microtextura se puede medir en forma puntual con el ensayo denominado péndulo inglés TRRL (IRAM 1850). Este ensayo consiste en medir la pérdida de energía de un péndulo de características conocidas, provisto en su extremo de una zapata de caucho, cuando la arista de la zapata roza sobre la superficie a ensayar, con una presión determinada, a lo largo de una longitud fija. Esta pérdida de energía se mide por el ángulo suplementario de la oscilación del péndulo. Esta operación se realizó antes y después de la simulación del tránsito en el modelo. Los resultados se presentan en la Tabla 7 y mediciones con el péndulo TRRL se muestra en la Foto 12.

Tabla 7: Deterioro de la microtextura

Mezcla MAC F10	Antes WTT	Después WTT	Disminución microtextura, %
	Coef. BPN	Coef. BPN	
Con NFU	0.882	0.838	5.0
Con SBS	0.773	0.750	3.0



Foto 12: Medición de la Microtextura con péndulo TRRL sobre el modelo

Análisis de los resultados obtenidos

A la luz de los experimentos realizados se puede observar en el proceso de caracterización desarrollado las siguientes particularidades. Al dispersar polvo de NFU en el cemento asfáltico CA-20 utilizado se ha logrado aumentar el punto de ablandamiento del ligante asfáltico original y aumentar la recuperación elástica por torsión. Para ello el equipo dispersor ha demostrado ser una herramienta que permite la microdispersión.

Se observa que la densidad Marshall alcanzada con el asfalto modificado con 8% de NFU es menor que la que se obtiene con el asfalto modificado con SBS. Esto posiblemente se deba al efecto de amortiguación que genera el polvo de caucho triturado en la mezcla asfáltica. De hecho el 8% fue el porcentaje máximo admitido entre los valores de modificación óptimos del ligante asfáltico y las pérdidas de densidad en las mezclas, siendo estas dos valoraciones, grado de modificación alcanzado por el asfalto versus densidad de las mezclas, dos valores que se tensionan entre sí. Los valores obtenidos volumétricos y mecánicos cumplen con lo exigido en las especificaciones para este tipo de mezclas discontinuas finas.

Las mediciones en los modelos realizados han permitido evaluar la macrotextura y la microtextura. Los valores de macrotextura son un poco menor en el microaglomerado con caucho que en el realizado con polímero virgen. Esto posiblemente se deba a la mayor cantidad de vacíos obtenidos en la mezcla con adición de NFU. La pérdida de macrotextura en la mezcla realizada con asfalto modificado con caucho de NFU, es mayor que en el microaglomerado convencional; también se puede inferir que esto sea debido al mayor porcentaje de vacíos de la mezcla. Sin embargo, ambas pérdidas mantienen entornos razonables de serviciabilidad dadas las condiciones de temperatura de 60°C a las que se han sometido en el modelo de ensayo WTT. En ambos casos resultan ser superiores a los valores habitualmente exigidos para planificar una próxima intervención superficial debido al deterioro de la macrotextura, este umbral es de $H = 0.5$ mm.

Los valores de microtextura obtenidos antes y después del proceso de sollicitación del modelo son satisfactorios y los microaglomerados desarrollados con polvo de NFU tienen mejor desempeño. Esto se presume se deba a que el

mastic asfáltico generado en la envuelta del árido grueso, que constituye la microtextura, es más áspero debido a la presencia de las partículas microdispersas del polvo de NFU en el mezcla.

Finalmente, se debe correlacionar los resultados obtenidos en laboratorio con los obtenidos en una obra a escala real para condiciones iniciales y después del deterioro, considerando condiciones climáticas y de tránsito particulares del proyecto en estudio.

Conclusiones

Se concluye que es posible aplicar el modelo de sollicitación del ensayo de *Wheel Tracking Test* WTT como modelo de carga y sollicitación para el deterioro de la macrotextura y de la microtextura de un microaglomerado discontinuo en caliente. Se evidencian cambios de significación en estas propiedades, que si bien no se pueden asociar al ciclo real de deterioro de la calzada, sí permite establecer correlaciones comparativas entre diferentes mezclas hasta tanto se establezcan relaciones con los modelos a escala real en la calzada de la obra.

El asfalto modificado con caucho proveniente de la trituración de neumáticos fuera de uso NFU permite desarrollar microaglomerados con valores de macrotextura y microtextura iniciales similares a los de una mezcla realizada con polímero virgen. Luego de poner las probetas de 30 x 30 cm en el equipo WTT, se observó que al someterlas a un proceso de 3 pasadas, a efectos de generar un área de valoración adecuada, las dos variables evaluadas se encuentran dentro de un rango de apreciación esperable. La macrotextura de las mezclas con NFU se deterioran más rápidamente que en un microaglomerado con polímero virgen, influyendo esto en la capacidad de evacuación del agua de la superficie de la calzada. Sin embargo, los valores en ambos casos, antes y después del proceso de deterioro, son aún satisfactorios. En cuanto a la microtextura, la responsable de disminuir la distancia de frenado en condición de pavimento mojado, se ha visualizado un mejor desempeño en las mezclas realizadas con asfalto modificado con NFU. Esto se presume se debe a las condiciones de aspereza que el mastic adquiere con el polvo de neumáticos depositado sobre los áridos gruesos de la misma.



Se plantea como futuro trabajo de investigación, correlacionar los valores alcanzados en laboratorio, tanto para las condiciones iniciales, como después del deterioro, con valores de deterioro percibidos en las obras, con condiciones climáticas y de tránsito de la región donde se realice la obra.

Referencias

- Botasso G., González, R. y Rivera J. (2002). Nuevas Mezclas Asfálticas. LEMaC Centro Investigaciones Viales UTN Reg. La Plata, Argentina
- BS EN 12697-22 (2003). Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Wheel tracking. British Standard Institution, London
- CPAA Comisión Permanente del Asfalto de Argentina (2006). Especificaciones Técnicas de mezclas asfálticas en caliente de bajo espesor. Versión 01. Buenos Aires, Argentina
- Dixon, J.C. (1991). *Tyres, suspension and handling*. Cambridge University Press
- Gillespie, T.D. (1992). *Fundamentals of Vehicle Dynamics*. SAE Inc.
- IRAM 1555 (2010). Agregados. Determinación del coeficiente de resistencia al deslizamiento con el péndulo TRRL. Instituto de Normalización Argentino. Buenos Aires, Argentina
- IRAM 6596 (2010). Asfaltos modificados con polímeros para uso vial. Clasificación y requisitos. Instituto de Normalización Argentino. Buenos Aires, Argentina
- IRAM 1850 (2010). Agregados. Método de determinación de la profundidad de la macrotextura superficial de un pavimento mediante el círculo de arena. Instituto de Normalización Argentino. Buenos Aires, Argentina
- NLT 175 (2005). Coeficiente de resistencia al deslizamiento (CRD) con el péndulo del TRRL. Normas del Ministerio de Fomento de España.
- Pacejka, H. B. (2002). *Tyre and Vehicle Dynamics*. Butterworth Heinemann



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



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

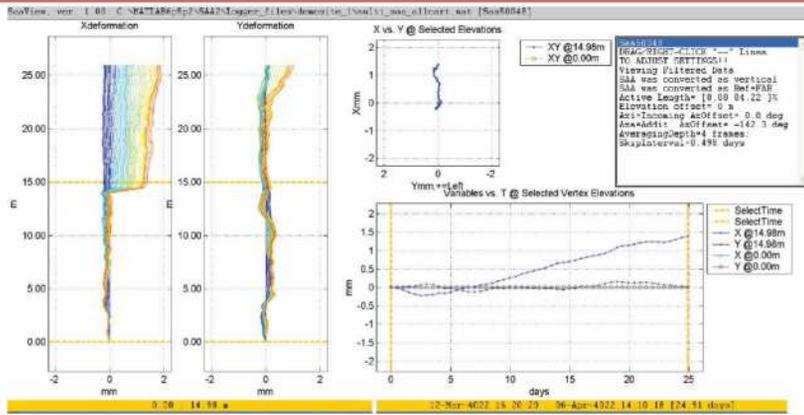
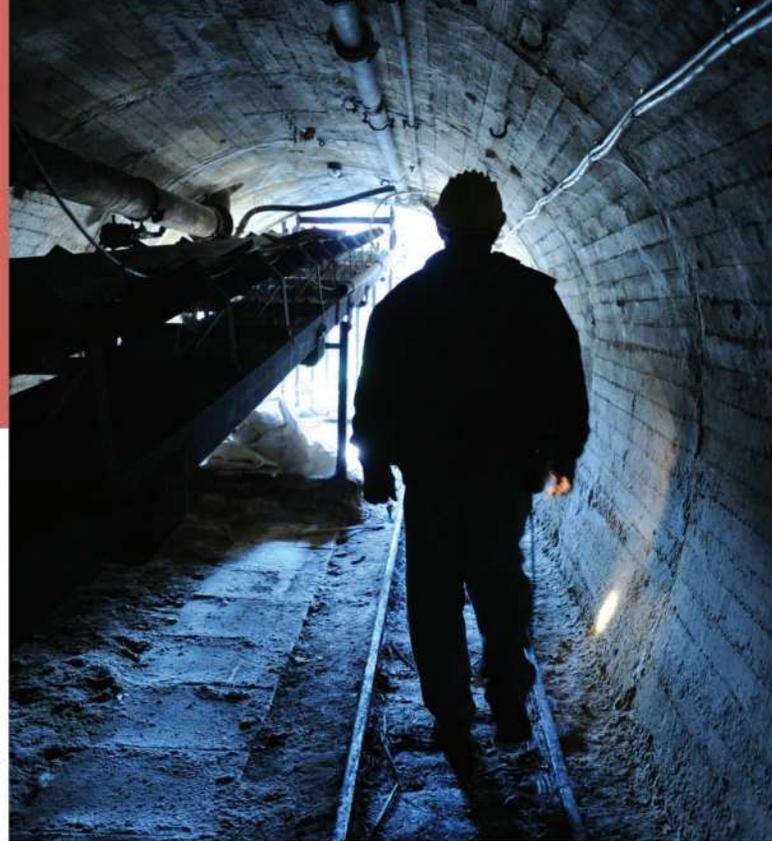
- CAPACIDAD DE CARGA SUPERIOR
- AHORRO EN COSTOS DE CIMENTACIÓN

GMONITOR ofrece servicios de asesoría geotécnica, instrumentación, transmisión remota de datos, análisis y procesamiento de información, y generación de reportes.

GMONITOR es representante en Chile del sensor SAA (Shape Acceleration Array). SAA es un producto de Measurand Inc., Canadá. Este sensor permite el monitoreo remoto en tiempo real de deformación y/o aceleración en 3D. Se han instalado más de 37,000 m a nivel mundial.

Algunas de las aplicaciones del sensor SAA son: estabilidad de taludes, excavaciones, monitoreo de tranques y embalses, asentamiento de terraplenes, convergencia de túneles, deformación de estructuras y vibración del terreno.

SOLUCIONES INNOVADORAS DE MONITOREO PARA MAXIMIZAR LA SEGURIDAD Y EFICIENCIA



GMONITOR
monitoreo y asesoría geotécnica

LAS CONDES, SANTIAGO - CHILE
FONO: 56-9-9883 7489
WWW.GMONITOR.CL



Comparación entre mediciones de velocidad obtenidas con los equipos GPS y Pistola Láser

Comparison of speed measurement data obtained with GPS and laser gun devices

Fecha de entrega: 7 de agosto 2012

Fecha de aceptación: 6 de septiembre 2013

Tomás Echaveguren, Álvaro Díaz y Daniela Arellano

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Edmundo Larenas 219-Interior, Casilla 160-C, Correo 3, CP 4070409, Concepción, Chile, techaveg@udec.cl, adiaz@udec.cl, danarellano@udec.cl

La modelación de relaciones entre la velocidad de operación y la geometría de las carreteras requiere contar con registros de velocidad precisos y exactos. Existen dispositivos pasivos y activos para la medición de velocidad, entre los cuales resaltan el GPS y la pistola láser, dado su bajo costo y fácil implementación en terreno. Los estudios de precisión de estos equipos requieren además un control preciso de la velocidad de referencia del vehículo de prueba, lo cual se logra con el tacómetro. Por otro lado, el uso combinado de GPS y pistola láser, requiere conocer la relación de lecturas de velocidad entre ambos. En este trabajo se estudió en terreno la relación entre las lecturas de velocidad obtenidas con tacómetro, GPS y pistola láser. Para ello se implementó en terreno un experimento que consideró mediciones con ambos equipos a velocidades entre 20 y 120 km/h. Los datos se procesaron y depuraron a fin de eliminar datos anómalos. Los datos de GPS fueron procesados mediante el filtro de Kalman para acoplar lecturas de velocidad y posición. Luego del análisis estadístico, se elaboraron correlaciones entre lecturas de velocidad obtenidas con tacómetro y GPS y con pistola láser y GPS. Se concluye que las diferencias entre las lecturas de velocidad del tacómetro y del GPS son estadísticamente diferentes, variando entre 3 y 10 km/h, y que las lecturas entre pistola láser y GPS son estadísticamente iguales con una diferencia sistemática de 0.5 km/h.

Palabras clave: velocidad, GPS, pistola láser

The modelling of relationships between operating speed and highway geometry needs accurate and exact speed records. There exist passive and active devices for speed measuring. Among those devices, the GPS and laser guns highlight considering its low cost and its in-field easy-to-use speed measurement. Accuracy studies of those devices need a good control of the probe vehicle reference speed, which is achieved by using the tachometer. On the other side, combined use of the GPS and the laser gun need to know the relationship between speed records of both devices. This paper presents an in-field study of the relationships between speed records obtained with tachometer, GPS and laser gun. The experiment was carried out on a road test section. The speed measurements performed with those devices ranged between 20 and 120 km/h. Speed data were processed and debugged to erase outliers. The GPS speed data were processed using Kalman filter to assemble speed data and position data. After statistical analysis, correlations between tachometer and GPS and between laser gun and GPS were obtained. It is concluded that the differences of speed records between tachometer and GPS are statistically significant, ranging between 3 and 10 km/h. Whereas the speed records obtained with laser gun and GPS were statistically equal and it was identified a systematic difference between both devices of 0.5 km/h.

Keywords: speed, GPS, laser gun

Introducción

Los datos de velocidad de operación obtenidos en terreno son necesarios para realizar diversos estudios en

ingeniería de carreteras: para estudios de velocidades límite, para estudios de mejoramiento de trazado, análisis de consistencia y para modelación de relaciones causales



entre velocidad de operación y geometría del trazado de las carreteras. Existen diversas tecnologías de medición de velocidad en carreteras. Dependiendo del uso que se le dé a los registros de velocidad, algunas son más adecuadas que otras en términos de resolución, precisión, exactitud, cantidad de datos, cobertura geográfica y costos de los sistemas de medición (AASHTO, 2009). En Chile, las mediciones de velocidad en carreteras no son de carácter rutinario, sino que proyecto a proyecto, con excepción de las mediciones continuas que se realizan en rutas concesionadas. Los métodos usados para estos efectos son básicamente conteos manuales de velocidad media espacial o velocidad media temporal, mediciones con sistemas láser, como el usado en este estudio y sensores de piso fijos, que se encuentran embebidos en el pavimento y que son usados esencialmente en vías concesionadas.

Para modelación del efecto de la geometría sobre la velocidad, los métodos de medición más usados se pueden clasificar en intrusivos y no intrusivos desde el punto de vista de la percepción del conductor. Los métodos intrusivos son aquellos en los cuales el conductor percibe que está siendo observado y por tanto modifica su conducta. Dentro de los métodos intrusivos se encuentra la pistola láser, que permite obtener datos puntuales en sectores específicos del trazado. Los métodos no intrusivos son aquellos que permiten obtener datos de velocidad sin que el conductor perciba que está siendo medido, por lo cual no modifica sustancialmente su conducta. Dentro de esta categoría se encuentran los dispositivos GPS, que permiten obtener datos de velocidad en largas distancias.

En Chile, Echaveguren y Sáez (2001), Echaveguren y Basualto (2003) y Vargas (2008) han usado la pistola láser para calibrar modelos de velocidad. Asimismo, Al-Masaied *et al.* (1995) y Abdelwahab *et al.* (1998) han calibrado modelos de velocidad en curvas horizontales usando pistola láser para registrar velocidades de operación. El *logger* GPS por su parte, ha sido usado preferentemente para estudiar perfiles de velocidad de camiones, calibrar modelos que relacionan velocidad con geometría y análisis de consistencia (Memon *et al.*, 2008; Echaveguren, 2012; Echaveguren *et al.*, 2012a) y para estudios de tiempo de viaje y nivel de servicio, tanto en carreteras como en vías urbanas (Li, 2009; Schuessler y Axhausen, 2009; Pérez *et al.*, 2010; Bhuyan y Rao, 2012).

Los estudios de precisión y exactitud de un sistema de medición de velocidad basado en equipos como la pistola láser y *loggers* GPS, utilizan vehículos de prueba que circulan a diferentes velocidades de referencia. Habitualmente la velocidad de referencia se le informa al conductor del vehículo de prueba, quien la controla con ayuda del tacómetro. Estudios de campo realizados por Echaveguren *et al.* (2011 y 2012b) han mostrado que existen diferencias entre las velocidades reales de circulación y aquella registrada con el tacómetro. Esto induce un sesgo que tiende a magnificar la variabilidad, subestimando así el valor de la precisión calculada para los equipos de medición.

Por otro lado, cuando se realizan mediciones de velocidad con el *logger* GPS aplicando el método de seguimiento vehicular, existe un error de estimación debido a la variabilidad del *headway* entre el vehículo líder y el seguidor, el cual sólo puede estimarse con sistemas complementarios de medición de velocidad, siendo la pistola láser uno de los equipos útiles para esos efectos. Sin embargo, es necesario previamente contar con una homologación de medidas de velocidad entre ambos equipos, a partir de la cual establecer una base de comparación que permita medir el margen de error en la estimación de velocidad al usar el seguimiento vehicular.

Objetivos y alcances

El objetivo de este trabajo es contrastar tres métodos de medición de velocidad en terreno: tacómetro digital, pistola láser y *logger* GPS, con el fin de establecer el margen de error relativo esperable de las lecturas de velocidad entre esos equipos. Conocer el margen de error del tacómetro digital del vehículo de medición permite establecer con mayor certeza la verdadera velocidad de referencia cuando se desea realizar medidas repetidas a velocidades controladas, como por ejemplo para calibrar modelos de cálculo de límites de velocidad en curvas (véase Echaveguren y Vargas-Tejeda, 2013). Por otro lado, permite identificar cual es la exactitud relativa de un equipo en contraste con un equipo de referencia para determinar con mayor claridad el margen de error de mediciones que se realicen mediante seguimiento vehicular.

El trabajo consideró en primera instancia una revisión



del estado del arte en cuanto a mediciones de velocidad con pistola láser y GPS, presentado en la introducción. Posteriormente se presenta el diseño experimental, el cual incluye el cálculo del tamaño muestral, una descripción de los equipos utilizados, la selección del tramo de prueba y el procedimiento de medición en terreno. Posteriormente se discute el procesamiento de datos, que incluye la eliminación de datos anómalos, el filtrado de la señal de velocidad registrada por el GPS y el acople de mediciones de velocidad realizadas con el GPS y la pistola láser, alrededor de la baliza de medición. Posteriormente, en el análisis de resultados se discute la relación entre las velocidades registradas por el tacómetro del vehículo y las lecturas de velocidad del GPS en las balizas de medición, para luego desarrollar el análisis estadístico de las lecturas de velocidad obtenidas con el dispositivo GPS y la pistola láser. Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones emanadas del trabajo.

Diseño experimental

Descripción de los equipos de medición de velocidad

Los equipos utilizados en este trabajo permiten estimar velocidad instantánea con distintas tecnologías y métodos. Por un lado, el dispositivo GPS permite obtener lecturas de velocidad, aceleración, posición, azimut, radio de curvatura cada 0.1 s. Dependiendo de la velocidad de medición, el equipo puede obtener entre 1800 y 500 datos/km para un rango de velocidades entre 20 y 120 km/h. Puesto que el equipo es portátil y se monta en un vehículo de prueba, las mediciones de velocidad se realizan usando una muestra de conductores o bien aplicando la técnica de seguimiento vehicular.

El dispositivo láser por su parte, es un equipo que permite medir velocidad instantánea de un vehículo desde un punto fijo o desde un vehículo en movimiento. Posee la limitante que los registros de velocidad no están geo-referenciados, por lo cual se requiere establecer una baliza de referencia para identificar la sección del camino donde se activa la lectura. La Tabla 1 muestra una comparación entre el equipo GPS y láser en términos de la medición de velocidad.

Si bien con el equipo láser se pueden obtener lecturas en secciones largas de caminos, sus limitaciones propias y las de la forma de registro de velocidad, impiden obtener

una densidad de datos/km adecuada. En este sentido el dispositivo GPS posee la capacidad de almacenamiento automático, en tanto que la pistola láser requiere personal de apoyo para registrar las velocidades.

Tabla 1: Características de los equipos GPS y láser (Kustom Signals, 2002; Racelogic, 2008)

Característica	Logger GPS	Pistola Láser
Tipo de medición	Continua	Puntual
Rango de medición, km/h	0.01 – 1600	10 – 320
Precisión, km/h	0.2	2
Resolución de medición, km/h	0.01	1
Tiempo de captura de dato, s	0.1	0.3
Geo-referencia datos	si	no

Selección de tramo de medición

Con el fin de replicar las condiciones reales de operación de los equipos GPS y pistola láser, se optó por identificar tramos de medición en caminos rurales bidireccionales. Para ello, se predefinieron criterios de selección con el fin de controlar los errores que no se deben a los equipos y que son propios de las características físicas y operativas del tramo de medición. De este modo, los criterios empleados para seleccionar el tramo de medición fueron:

- Pendiente longitudinal menor al 2% para eliminar efecto de la pendiente longitudinal en la velocidad,
- flujo vehicular menor a 2500 vehículos/día-año por motivos de seguridad,
- pavimento en buen estado con demarcación lateral en buen estado,
- alineamiento horizontal recto,
- berma y despeje lateral apropiado,
- Sin señal vertical de velocidad límite,
- espacio disponible para realizar giros y detenciones sin afectar la circulación en la vía, y
- longitud adecuada para alcanzar las distintas velocidades requeridas por el ensayo.

Utilizando estos criterios, se identificó en terreno un tramo de la ruta que une Cabrero y Yungay en la región del Bío Bío, comprendido entre los km 5.0 y 8.0 el cual se ilustra



en la Figura 1. En el tramo seleccionado se escogió un segmento de 1.4 km que contaba con visibilidad suficiente para realizar el experimento. Posteriormente se construyó en terreno la configuración de segmento de medición en base a mediciones de prueba.

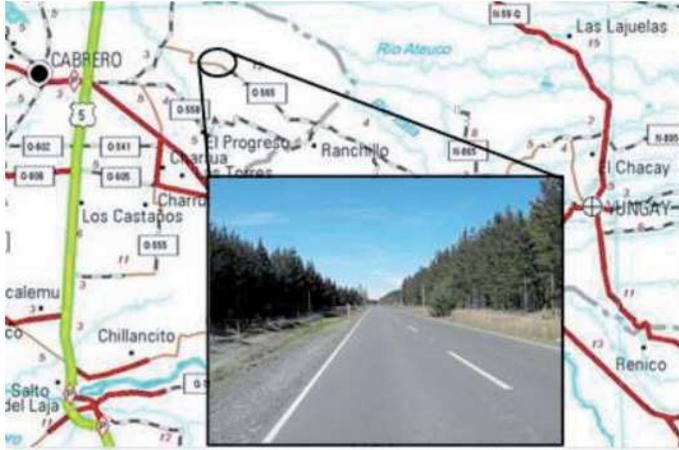


Figura 1: Localización de tramo seleccionado para realizar el experimento

Cálculo de tamaño de la muestra

Este cálculo se realizó para determinar el número mínimo de pasadas del vehículo de prueba a la velocidad de referencia y el número mínimo de puntos de control necesarios para realizar la medición, para asegurar el control de los errores tipo I y II. Para ello se utilizó el análisis de potencia estadística de Cohen (1988), utilizando para ello el software GPower V3.1. Considerando que las correlaciones poseen solo 1 predictor, se estimó que para un efecto tamaño grande ($f^2 = 0.35$) una confiabilidad del 5%, se requiere una tamaño muestral $N = 33$ para alcanzar una potencia estadística del 90% y $N = 25$ para alcanzar una potencia estadística del 80%. Desde el punto de vista del experimento, esto se traduce en lo siguiente:

- Para correlacionar la velocidad del tacómetro con la velocidad registrada con el GPS, con 3 puntos de control, se requieren como mínimo 8 pasadas a las velocidades de referencia desde los 20 km/h.
- Para correlacionar la velocidad registrada con el GPS y la pistola láser, con 3 puntos de control se requieren por cada uno 6 lecturas con pistola láser. Esto asegura que en cada pasada por el tramo se cuenta con al menos 18 puntos de medición para las velocidades de referencia de

20, 40, 60, 80, 100 y 120 km/h. De este modo, para el experimento desarrollado en el tramo de prueba se cuenta con un tamaño de muestra mínimo adecuado para realizar las correlaciones entre sistemas de medición de velocidad.

Mediciones preliminares

Se realizaron mediciones de prueba considerando los 3 puntos de control espaciados cada 50 m, con el fin de verificar si dicha distancia resultaba adecuada o no, de acuerdo a las velocidades de referencia a usar en las mediciones. Se determinó que una separación entre puntos de control de 50 m era insuficiente para que el operador de la pistola láser pudiese registrar mediciones sucesivas sobre todo a velocidades elevadas. Después de sucesivas mediciones se determinó que la distancia adecuada entre puntos de control era entre 70 y 100 m. De este modo, se utilizaron balizas espaciadas cada 100 m emplazadas al costado de la berma derecha para representar cada punto de control. Luego se realizaron mediciones de prueba para estimar la longitud necesaria para acelerar y decelerar, de tal manera que el vehículo de prueba pase por los puntos de control a una velocidad constante y controlar así la variabilidad temporal y espacial de la velocidad. También se verificó la distancia máxima a la cual el operador de la pistola alcanza a distinguir cuando el vehículo atraviesa la baliza seleccionada. Con estos ensayos se configuró finalmente el tramo de medición para realizar el experimento.

Configuración de tramo de medición en terreno

La configuración en terreno del experimento consideró un tramo de aceleración de 400 m, un tramo de estabilización de velocidad de 300 m, tres puntos de control espaciados 100 m cada uno, el operador ubicado a 70 m del último punto de control y un tramo de deceleración de 300 m. Esto arroja una longitud total de 1270 m. La Figura 2 muestra la localización del operador de la pistola láser respecto de los puntos de control de velocidad. Dependiendo de la distancia entre el operador y la baliza, el ángulo de medición de la pistola láser varió entre 2° y 8° respecto del eje de la pista de circulación del vehículo de ensayo, dependiendo del punto de control sobre el cual se mide la velocidad. La Figura 3 muestra la configuración general del experimento realizado en terreno.

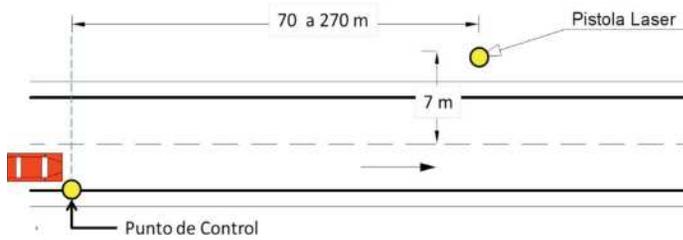


Figura 2: Ubicación de operador de pistola láser respecto de puntos de control.

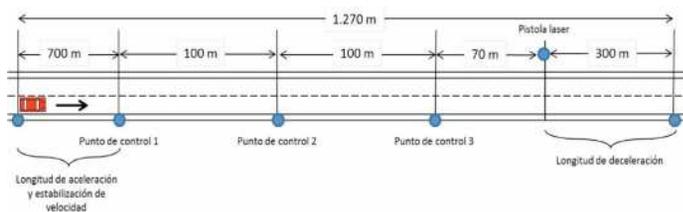


Figura 3: Esquema de ubicación de los puntos de control de medición.

Toma de datos

Para realizar las mediciones de velocidad se fijó un punto de referencia desde el cual se inician las mediciones que se muestra en la Figura 4. Al inicio de la medición el vehículo se encuentra detenido, alineando la antena del GPS con el punto de control inicial. Este punto constituyó el km 0 para el inicio del registro de posición con el GPS.

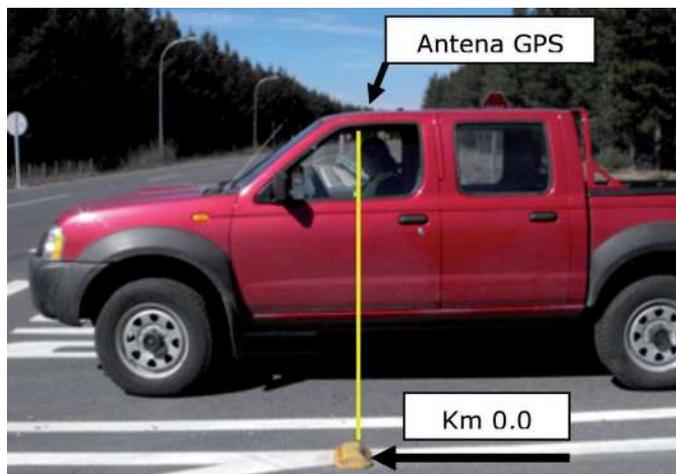


Figura 4: Localización de punto de control inicial y alineación de antena GPS.

El proceso de medición consideró los siguientes pasos:

- Se montó el equipo GPS en el vehículo de prueba. La

antena se localizó en el techo, sobre el eje transversal del asiento del conductor y en la mitad del eje longitudinal del vehículo,

- el equipo GPS se programó para que inicie la captura de datos desde el punto en que comienza a moverse,
- los puntos de control se identificaron espacialmente en una primera pasada. Para ello se fijó el odómetro en cero desde el punto de control y se tomaron las distancias medidas desde el km 0.0 hasta cada una de las balizas,
- previo a cada pasada se verificó que no existan vehículos circulando por el tramo de medición, ya que interfieren en la velocidad del vehículo de prueba,
- el conductor inicia su trayectoria acelerando desde 0 km/h hasta la velocidad de referencia en la longitud de aceleración y estabilización de velocidad señalado en la Figura 3. Se realizaron pasadas desde los 40 km/h hasta los 135 km/h cada 20 km/h,
- el operador de la pistola láser realizó seis mediciones por pasada hasta velocidades de 60 km/h y tres mediciones por pasada a velocidad sobre los 60 km/h. Cada medición se realizó en el momento en que el vehículo de prueba pasaba por las balizas y se corroboraron con las lecturas del equipo GPS. El operador utiliza como punto de medición la placa patente del vehículo. El *display* de la pistola láser fue filmado durante cada pasada del vehículo de prueba para lograr registrar adecuadamente las lecturas del equipo láser,
- al pasar por cada punto de control, el copiloto registra desde el velocímetro digital del vehículo de prueba la velocidad,
- como se conocen las distancias desde el punto de control inicial hasta las balizas en las que se efectuaron las mediciones, fue posible relacionar la velocidad del vehículo con la posición de cada punto de control y compararla con la velocidad registrada por el copiloto.

Procesamiento de datos

El procesamiento de datos consideró la depuración de lecturas obtenidas con el GPS mediante el filtro de Kalman, la asociación de valores de velocidad en torno



a cada baliza y la conformación de la base de datos para realizar las comparaciones. La depuración de las lecturas de velocidad obtenidas con el GPS consiste en eliminar los datos anómalos y acoplar las lecturas de velocidad con la posición registrada en el GPS. El equipo GPS utilizado calcula la velocidad en base al efecto Doppler y para calcular la posición utiliza triangulación con 4 a 8 satélites. Por lo tanto, es necesario acoplar los registros de velocidad y posición. Para ello se utilizó el filtro de Kalman FK implementado en el software del equipo GPS, que es un procedimiento matemático recursivo que permite filtrar señales de datos discretos con el propósito de predecir estados o bien suavizar información con alta variabilidad a partir de una señal medida. El filtro determina el estado de una señal discreta x_k mediante la ecuación (1), a partir de un registro de datos crudo z_k representado por la ecuación (2).

$$x_k = Ax_{k-1} + Bu_{k-1} + w_{k-1} \quad (1)$$

$$z_k = Hx_k + v_k \quad (2)$$

En donde A , B y H son parámetros de regresión, w_{k-1} y v_k son variables aleatorias que representan el ruido del proceso y de la señal respectivamente. Son mutuamente independientes y siguen una distribución de probabilidades normal con media cero. El FK predice los estados de z_k y x_k minimizando el error cuadrático medio de la covarianza del proceso y eliminando el ruido w y v . Los datos de velocidad están representados por la señal z_k y la velocidad resultante se obtiene a partir del valor de x_k . Asimismo, con el FK se suavizó la señal de velocidad eliminando datos anómalos originados en la pérdida de calidad de la señal satelital. Posteriormente se acoplaron las mediciones de velocidad y distancia. De este modo se logró contar con registros de velocidad referenciados, a los cuales posteriormente se les asoció la posición de las balizas de cada punto de control.

Para asociar las lecturas de los equipos GPS y pistola láser es necesario seleccionar grupos de datos de velocidad registrados con el GPS en torno a cada punto de control. Puesto que la lectura de la pistola láser es puntual y la del GPS es continua fue necesario tomar 15 datos de velocidad medidos con GPS alrededor de la baliza para obtener un valor de velocidad representativo y comparable con las lecturas de la pistola láser. De este modo, se seleccionaron 15 datos a cada lado de la baliza, totalizando 31 datos para estimar el valor de velocidad media obtenida con GPS.

A estos datos se les asoció en cada baliza el valor de las lecturas de velocidad obtenidas con la pistola láser (5 por punto de control). De este modo se obtuvo una base de datos con valores de velocidad comparables en cada uno de los puntos de control establecidos en el trabajo.

Análisis de resultados

Comparación de medición de velocidad con tacómetro y equipo GPS

Esta comparación se realizó con el objetivo de verificar la certeza de la lectura del tacómetro del vehículo de ensayo, de modo que el conductor elija adecuadamente la velocidad de referencia de la medición. Para realizar la comparación, el copiloto registró el valor de velocidad media del GPS y el valor de velocidad registrada con el tacómetro. Para la verificación se utilizó un rango de velocidades entre 20 y 135 km/h. A estos registros se les aplicó un test de igualdad de media, que arrojó un valor $t = 14.5$ y un valor $p = 0$, para una significancia del 95%. Esto indica que las velocidades registradas resultaron estadísticamente diferentes, lo cual justifica la necesidad de homologar las lecturas de velocidad del tacómetro con las del GPS.

La Figura 5 muestra el gráfico con los resultados de la calibración. Se puede apreciar que la relación es absolutamente lineal y que existe un error sistemático de alrededor de 2 km/h. También se puede visualizar que en la medida que la velocidad de circulación aumenta, la diferencia entre las lecturas de velocidad obtenidas con el tacómetro y con el dispositivo GPS aumentan a una tasa de 1 km/h por cada incremento unitario de velocidad. Es decir, a mayor velocidad, mayor diferencia de velocidades entre lectura de tacómetro y de dispositivo GPS.

El resultado obtenido muestra que a 20 km/h la diferencia entre el registro del tacómetro del vehículo de prueba y lectura del GPS es de 3.3 km/h; a una velocidad de 50 km/h la diferencia entre ambos aumenta a 5 km/h y a 120 km/h la diferencia aumenta a 10 km/h. En todos los casos, la lectura del tacómetro resulta mayor que la registrada con el dispositivo GPS.

Este resultado es relevante para el caso en que se desea calcular el error de medición mediante la técnica de seguimiento vehicular. Si se registra directamente la velocidad del vehículo líder con pistola láser y la del vehículo seguidor con GPS, correlaciones como las



descritas en la Figura 5 son necesarias para homologar la medición de la pistola láser hacia la lectura del GPS y calcular sobre una misma base de comparación el error de medición.

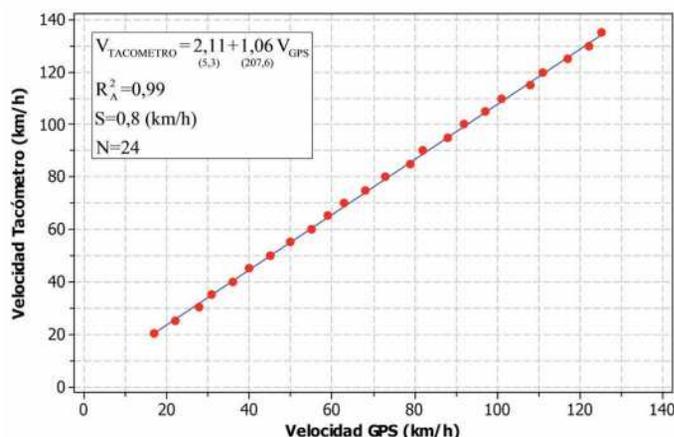


Figura 5: Valores de velocidad medida con tacómetro y con dispositivo GPS

Comparación de velocidad con equipo GPS y pistola láser

Para realizar esta comparación, se realizaron mediciones de velocidad con velocidades de referencia de 20, 40, 60, 80, 100 y 120 km/h. Puesto que existe una diferencia entre las lecturas de velocidad con GPS y tacómetro, y teniendo en cuenta la calibración de velocidad de ambos, se informó al conductor la velocidad que debía controlar en el tacómetro a partir de los resultados descritos en la Figura 5. Por ejemplo, para una velocidad de referencia de 40 km/h, el conductor debía conducir a una velocidad del tacómetro de 45 km/h. Para una velocidad de referencia de 80 km/h debía circular hasta una velocidad de 85 km/h y así sucesivamente. Posteriormente, con los datos de velocidad procesados se realizó un análisis de varianza (ANOVA) de medidas repetidas para determinar las diferencias de mediciones entre equipos. La Tabla 2 muestra el resumen de los resultados obtenidos con tres grupos de datos vecinos alrededor del punto de control.

De la Tabla 2 se puede concluir que para todos los niveles de velocidad el valor *p* resultó ser significativo, por lo cual las velocidades medidas con ambos equipos son estadísticamente iguales. La desviación estándar ponderada osciló entre 0.5 km/h y 2.9 km/h, siendo menor a velocidades bajas y mayor a velocidades altas.

Tabla 2: Resumen de ANOVA de registros de velocidad obtenidos con GPS y pistola láser para 5, 10 y 15 datos vecinos.

Veloc., km/h	Número de datos vecinos					
	15		10		5	
Valor	Desviación estándar ponderada	Valor	Desviación estándar ponderada	Valor	Desviación estándar ponderada	
40	0.26	0.5	0.26	0.5	0.25	0.5
60	0.36	1.0	0.36	1.0	0.36	1.0
80	0.74	1.6	0.75	1.6	0.75	1.6
100	0.81	1.4	0.84	1.4	0.86	1.4
120	0.07	2.9	0.02	2.8	0.07	2.9

La Figura 6 muestra la relación entre las mediciones obtenidas con ambos equipos. Se puede ver que la diferencia de velocidad entre ambos equipos es de carácter sistemático y vale aproximadamente 0.5 km/h. Esta diferencia se encuentra dentro del intervalo de predicción de la regresión, por lo cual se puede considerar que estadísticamente las mediciones son similares.

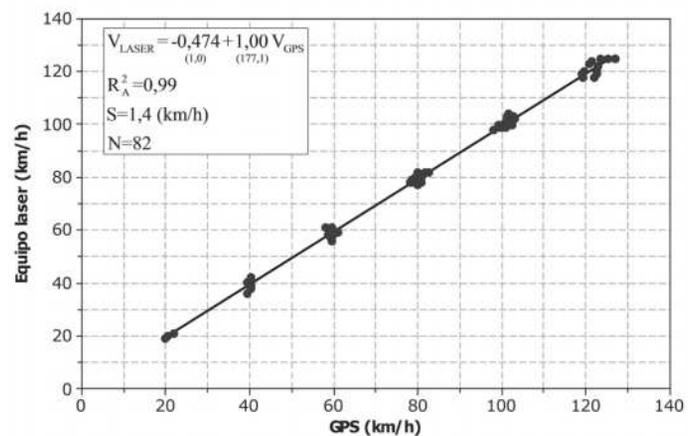


Figura 6: Correlación entre registros de velocidad obtenido con GPS y pistola láser

Conclusiones

Este trabajo tuvo por objetivo homologar mediciones de velocidad realizadas con tacómetro, dispositivo GPS y pistola láser, con el fin de obtener relaciones entre estos equipos, que permitan a su vez, reducir sesgos en estudios de velocidad. Tanto la pistola láser como el dispositivo GPS se usan para obtener registros de velocidad para modelar su relación con la geometría. Puesto que



habitualmente se usan en forma combinada, es relevante conocer la relación de lecturas de velocidad entre ambos equipos, a fin de contar con una base de comparación adecuada para mediciones, estudios de precisión y para modelación de relaciones velocidad – geometría. Los resultados obtenidos mostraron que existen diferencias estadísticamente significativas entre las lecturas que arroja el tacómetro del vehículo de prueba y el dispositivo GPS. Diferencias que varían entre 2 km/h para velocidades bajas y 10 km/h para velocidades del orden de 120 km/h. Este resultado es relevante para estudios de precisión de equipos de medición de velocidad, puesto que el conductor controla la velocidad de referencia mediante la lectura del tacómetro del vehículo de prueba, la cual no representa la velocidad verdadera de circulación del vehículo, introduciendo un sesgo que no necesariamente es debido al equipo de medición de velocidad en si mismo, sino que debido a la variabilidad de la velocidad de referencia. Asimismo, se determinó que las diferencias entre las lecturas de velocidad realizadas con el dispositivo GPS y la pistola láser son estadísticamente iguales. No obstante, las lecturas realizadas con pistola láser sistemáticamente arrojaron valores 0.5 km/h superiores a la registrada con el dispositivo GPS. Este resultado permite homologar mediciones con ambos dispositivos particularmente para el cálculo del error de predicción de velocidad al aplicar el método de seguimiento vehicular.

Agradecimientos

Los autores de este trabajo desean agradecer al Fondo Nacional de Desarrollo Científico y Tecnológico FONDECYT del Ministerio de Educación de Chile por el financiamiento otorgado al proyecto FONDECYT 11090029, dentro del cual se enmarca este trabajo.

Referencias

AASHTO (2009). AASHTO guidelines for traffic data programs. American Association of State Highways and Transportation Officials. USA.

Abdelwahab, W.M., Aboul-Ela, M.T. and Morrall, J.F. (1998). Geometric design consistency based on speed change on horizontal curves. *Road & Transport Research* 7(1), 13–23

Al-Masaied, H.R., Hamed, M. Aboul-Ela, M. and Ghannam, A.G. (1995). Consistency of horizontal alignment for different vehicle classes. *Transportation Research Record* 1500, 178–183

Bhuyan, P.K. and Rao, K.V.K. (2012). Defining LOS criteria of urban streets using GPS data: k-means and k-medoid clustering in Indian context. *Transport* 27(2), 149-157

Cohen, J. (1988). *Statistical Power Analysis for the Behavioral Sciences*, LA Associates. USA.

Echaveguren, T. y Sáez, J. (2001). Estudio de relaciones velocidad-geometría horizontal en rutas de la VIII región. X *Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte*, 9-12 de Octubre 2001, Santiago, 341-350.

Echaveguren, T. y Basualto, M. (2003). El análisis de aceleraciones en la consistencia de elementos simples de alineamientos horizontales. XI *Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte*, 20-24 de octubre 2003, Santiago, 391-402.

Echaveguren, T. Sepúlveda, P. y Vargas-Tejeda, S. (2011). Evaluación de precisión de mediciones de velocidad de operación en carreteras obtenidas con GPS. XV *Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte*. 3-6 de Octubre 2011. Santiago.

Echaveguren, T. (2012). Análisis de consistencia de caminos bidireccionales usando mediciones continuas de velocidad de operación obtenidas con GPS. *Revista Ingeniería de Construcción* 27(2), 55 – 70

Echaveguren, T. Arellano, D. y Vargas-Tejeda, S. (2012a). Estudio empírico de velocidad de operación de vehículos pesados en pendientes ascendentes. XVII *Congreso Panamericano de Ingeniería de Tránsito, Transporte y Logística*. Art #326, Santiago, Chile

Echaveguren, T., Vargas-Tejeda, S. y García, C. (2012b). Estudio de límites de velocidad en curvas horizontales usando aceleraciones laterales. XVI *Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito*. Art #20177, 22–26 octubre, Córdoba

Echaveguren, T. and Vargas-Tejeda, S. (2013). A model for estimating advisory speeds for horizontal curves in two-lane rural roads. *Canadian Journal of Civil Engineering* 40(12), 1234-1243, 10.1139/cjce-2012-0549.

Kustom Signals (2002). Prolaser®III Lidar system specifications. Kustom Signals Inc. USA.



Li, Y. (2009). Travel time estimation and incident detection using probe vehicles. Use of GPS equipped probe vehicles for traffic data collection. VDM Verlag, Germany

Memon, R., Khaskheli, G.B. and Qureshi, A.S. (2008). Operating speed models for two lane rural roads in Pakistan. *Canadian Journal of Civil Engineering* 35(5), 443 – 453

Pérez, A.M. García, A. Camacho, F. and D'Attoma, P. (2010). Use of GPS data to model operating speed and deceleration on two-lane rural roads. *Transportation Research Record* 2171, 11 – 20

Racelogic (2008). VBOX Mini User Guide. UK.

Schuessler, N. and Axhausen, K.W. (2009). Processing raw data from Global Positioning Systems without additional information. *Transportation Research Record* 2105, 28-36

Vargas, S. (2008). *Definición de umbrales mínimos de resistencia al deslizamiento en pavimentos, en base a un enfoque de demanda y oferta*. Tesis Doctoral, Pontificia Universidad Católica de Chile



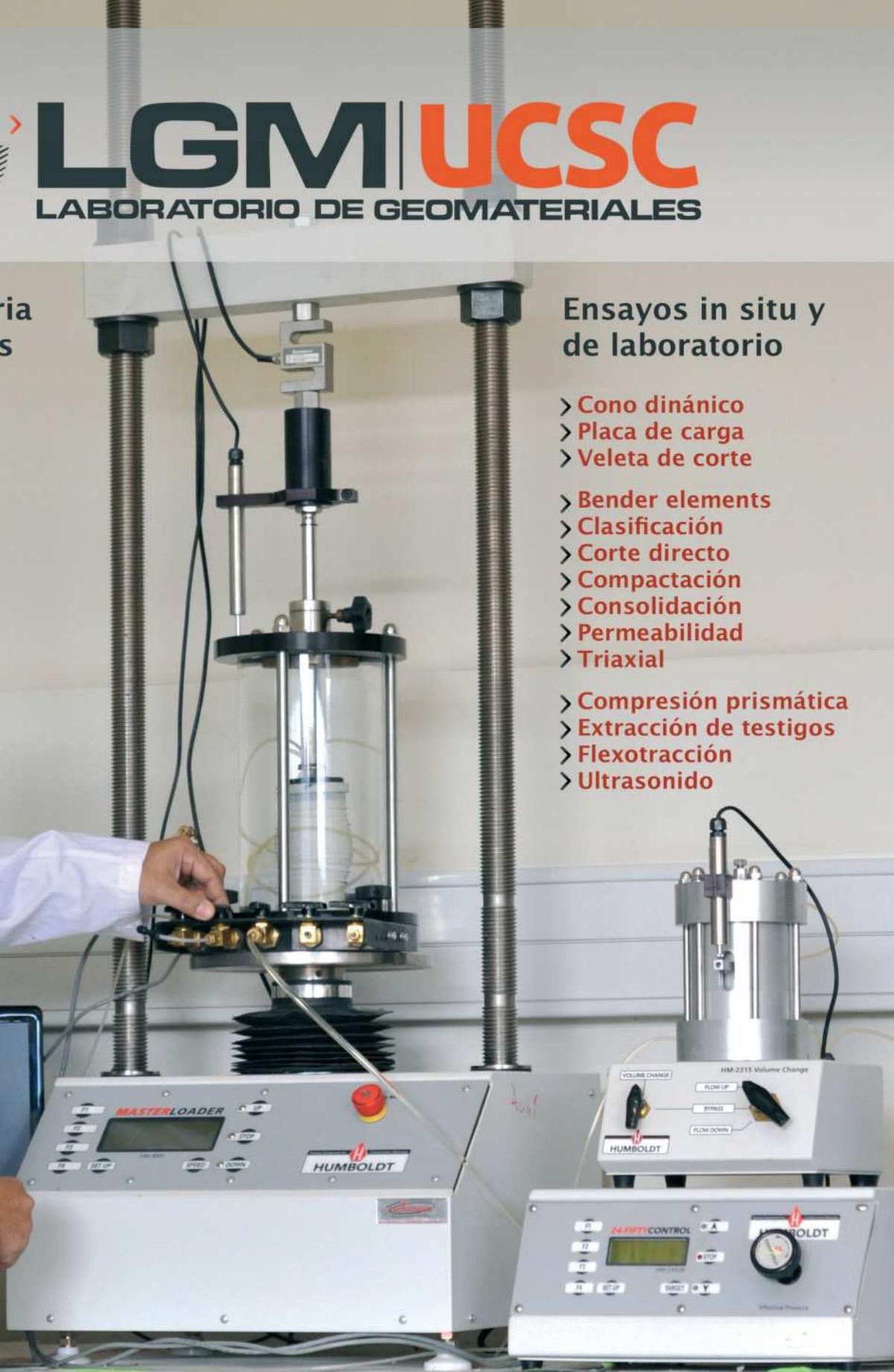
LGM UCSC

LABORATORIO DE GEOMATERIALES

La asesoría necesaria
para sus proyectos

Ensayos in situ y
de laboratorio

- > Cono dinámico
- > Placa de carga
- > Veleta de corte
- > Bender elements
- > Clasificación
- > Corte directo
- > Compactación
- > Consolidación
- > Permeabilidad
- > Triaxial
- > Compresión prismática
- > Extracción de testigos
- > Flexotracción
- > Ultrasonido





CONSTRUCTORA
LANCUYEN

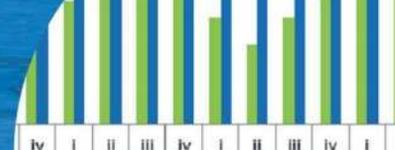
LANCUYÉN ESTÁ PRIMERO.

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

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

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





Aplicación del método de opciones reales en la valoración de proyectos inmobiliarios

Application of the real options valuation method to estate projects

Fecha de entrega: 7 de junio 2013

Fecha de aceptación: 28 de noviembre 2013

Eric Forcael¹, Alejandro Andalaft², Roberto Schovelin³ y Pablo Vargas³

¹ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío, Avenida Collao 1202, Concepción, Chile, eforcael@ubiobio.cl

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

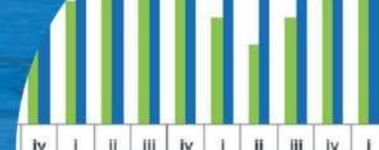
³ Departamento de Ingeniería Civil Industrial, Universidad del Bío-Bío, Avenida Collao 1202, Concepción, Chile, rschovel@ubiobio.cl, pabvarga@alumnos.ubiobio.cl

En este trabajo se aplica la metodología de las opciones reales a un proyecto inmobiliario absorbiendo la variabilidad que puede presentar. Al mismo tiempo se complementa con la evaluación tradicional del VAN que se utiliza en este tipo de proyectos por las empresas del sector inmobiliario, el cual indica en cuánto aumentará de valor la empresa si se realiza el proyecto. Sin embargo, esta evaluación económica considera un único escenario esperado, asumiendo una gestión estática en el desarrollo del proyecto. La teoría del análisis de inversiones ha incorporado de la teoría de valoración de opciones financieras la valoración de oportunidades de inversión en un escenario flexible y de incertidumbre. Conocida como teoría de las opciones reales, nace como complemento a la evaluación tradicional de proyectos. Con el fin de aplicar el método propuesto se ha considerado el estudio de un proyecto inmobiliario de casas ubicado en el Gran Concepción, casas en el rango de UF1000 a UF1500. Este proyecto se evaluó en una primera instancia mediante la metodología tradicional para posteriormente evaluarlo de acuerdo al método de las opciones reales; a través de un modelo Binomial Logarítmico Transformado. Se comprobó que el valor del proyecto en estudio aumentó significativamente en relación a la evaluación tradicional al valorar las opciones reales que comúnmente no se consideran en este tipo de proyecto; abandonar y expandir. Por consiguiente, la metodología de valoración mediante opciones reales, manifiesta el potencial que posee un proyecto cuando presenta incertidumbre, utilizando ésta como un elemento fundamental en la agregación de valor al mismo.

In this work the real options methodology is applied to an estate project taking into account the project variability. At the same time the traditional Net Present Value NPV evaluation is carried out since it is what the estate sector uses normally in this type of projects. The NPV represents how much will increase the value of a company if the project is carried out. However, this economic evaluation considers only one possible scenario expected, assuming a fixed management during the whole project life. The investment analysis theory has included the investment opportunities valuation from the financial options valuation theory within a flexible and uncertain environment. This is known as the theory of real valuation options, which arises as a complement to the traditional project evaluation methods. With the aim to apply this proposed method, an estate project of houses located in the Great Concepción is considered with houses in the price range of UF1000 up to UF1500. This project was first evaluated through the traditional methodology and later on it was evaluated using the real options method, applying the transformed logarithm binomial model. It was verified that the project value increased significantly in relation to the traditional evaluation since real options were included such as abandonment and expansion. Therefore, the evaluation methodology by means of real options shows the potential that a project can have when uncertainty is prevalent, which is incorporated in the adding value to the project.

Palabras clave: VAN, incertidumbre, opciones reales, proyecto inmobiliario

Keywords: NPV, uncertainty, real options, estate project



Introducción

En Chile, el tratamiento de oportunidades de inversión conocida como método de las opciones reales, ha tenido un gran desarrollo en la evaluación de proyectos del sector forestal, I+D, energético, mineros, ambiental y en proyectos socioeconómicos. No así en el sector inmobiliario, en donde aún no ha sido aplicada. Por esta razón, en esta investigación, se realizará la aplicación de las opciones reales en el sector inmobiliario del Gran Concepción, específicamente en construcciones de casas, obteniendo el valor de las opciones que comúnmente se ven presentes en este tipo de proyectos: abandonar, esperar y ver, expandir y crecer por etapas, utilizando el Modelo Binomial Logarítmico Transformado MBLT para obtener la valoración de las opciones. Con estos resultados, se pretende mostrar que el valor de un proyecto no depende únicamente de sus flujos de caja directamente atribuidos, sino que también de las oportunidades y la flexibilidad con que se cuenta para responder ante la incertidumbre.

Evaluar un proyecto de inversión del sector inmobiliario, específicamente en la construcción de viviendas, puede tornarse complejo debido a la incertidumbre de acontecimientos que pueden surgir durante su desarrollo: cambios en la demanda, la oferta, los precios, los costos, entre otros. Así entonces, se requiere incorporar la flexibilidad en la toma de decisiones, y la capacidad de proponer comportamientos estratégicos en los procesos de inversión, sobre todo en el mercado inmobiliario que fácilmente se ve afectado cuando el mercado es incierto y/o cambiante.

Complementar la evaluación tradicional de proyectos inmobiliarios con la teoría de las opciones reales, llevaría a generar una flexibilidad operativa capaz de adaptar las acciones futuras en un proyecto a los cambios que éste se vería enfrentado, debido a las condiciones del mercado, obligando a las inmobiliarias a considerar las opciones más comunes en sus proyectos: aplazar, crecer por etapas o abandonar.

La teoría de las opciones reales, proporciona un método para analizar las decisiones de tipo estratégicas en condiciones de incertidumbre, ya que incorporan la flexibilidad como una herramienta de decisión y en donde se pueden realizar una revisión de ésta durante el desarrollo de un proyecto, permitiendo así no seguir un plan establecido, sino adaptarse a los acontecimientos futuros (Amram y Kulatilaka, 2000).

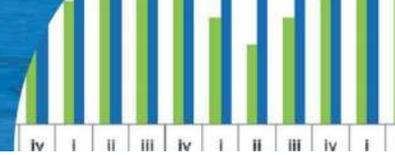
Estudios previos

Concerniente a la línea de investigación seguida por este artículo, algunos autores han abordado la problemática de la evaluación de los proyectos inmobiliarios y de construcción considerando la Teoría de las Opciones Reales. Titman (1985) analiza los precios de los terrenos urbanos en un contexto de incertidumbre y su repercusión sobre los proyectos de construcción. La decisión de construir va a sopesar, por un lado, los costos de oportunidad asociados a mantener la tierra inactiva en espera y, por otro, las ganancias esperadas de construir un proyecto más apropiado en un momento futuro. También en el análisis de terrenos, Quigg (1993) analiza un modelo de valoración de opciones reales, que contiene la opción de esperar para desarrollar un terreno urbano, donde se analiza el efecto de la volatilidad sobre las decisiones empresariales y su efecto positivo sobre el valor del proyecto de desarrollo en función del terreno. De manera similar, en aquellos casos en los cuales se busca determinar la explotación de un terreno por etapas, Cappa y Li (1994) determinaron el valor de terrenos y el momento óptimo para construir, demostrando cómo influye el valor del proyecto al aumentar los valores óptimos invirtiendo por etapas.

Por su parte, Majd y Pindyck (1986) analizan el momento óptimo de tiempo para desarrollar un proyecto de construcción, valorando las opciones inherentes al mismo y teniendo en cuenta la flexibilidad empresarial a la hora de tomar decisiones. Estos autores determinaron que la decisión de inversión es muy sensible al nivel de riesgo, incluso más que la sensibilidad sugerida por los modelos de inversión tradicionales; sensibilidad debida sobre todo a la flexibilidad en las decisiones empresariales.

Así también, Williams (1991) analiza el valor de las opciones, considerando por una parte el desarrollo de un proyecto habitacional, contra la posibilidad de no realizar dicho proyecto. En este caso, el inversionista elige el momento óptimo para desarrollar el proyecto en cuestión, donde la opción es más valiosa cuanto más inciertos sean los cambios sobre los ingresos y los costos de construcción en el tiempo.

Específicamente en relación a proyectos de construcción, es común enfrentar los problemas de infraestructura (vial, sanitaria, etc.). A este respecto, Hinojosa (2008) incorpora



las Opciones Reales en la valoración de infraestructura sanitaria, ante una posible expansión del suministro de agua potable, considerando aspectos políticos relevantes y el comportamiento de las economías emergentes.

Finalmente, Calle y Tamayo (2009) caracterizan la realización de un proyecto de urbanización, que al considerar las perspectivas de crecimiento del sector de la construcción, plantearon la aplicación de la teoría basándose en dos opciones reales: abandonar el proyecto una vez iniciado si las condiciones así lo requirieran, o esperar un mejor momento para comenzar a construir.

No obstante lo anterior, dentro de la industria inmobiliaria y de la construcción, existe limitada evidencia sobre la existencia de estudios comparativos entre distintos métodos de evaluación de proyectos con carácter inmobiliario, que es en definitiva el objetivo principal de esta investigación.

Las opciones reales

Los métodos tradicionales de evaluación de proyectos como VAN y TIR y el pensamiento estratégico, son presentados como dos enfoques complementarios en la evaluación de proyectos de inversión. Ambos enfoques se pueden considerar como dos posturas que pueden llevar a recomendaciones opuestas, ya que sus principios de aplicación no están relacionados entre sí.

Al momento de tomar decisiones, se pueden desestimar los resultados de tipo cuantitativo, por lo cual se antepone factores estratégicos y de flexibilidad operativa, los cuales se considerarían de igual o superior valor que los flujos de caja obtenidos por la teoría financiera.

La flexibilidad operativa a la que los proyectos se ven afectados o beneficiados durante su ejecución, en respuesta a movimientos inesperados del mercado, no es capturada adecuadamente por los métodos tradicionales de evaluación económica, ya que estos consideran un único escenario esperado, por lo que se debe asumir una gestión estática en el desarrollo del mismo; apoyados a una única estrategia operativa. Por ende, es propicio considerar una flexibilidad administrativa, como elemento fundamental a la hora de evaluar, que sea capaz de adaptarse a las acciones futuras ocasionadas por los cambios del mercado (Trigeorgis, 1996).

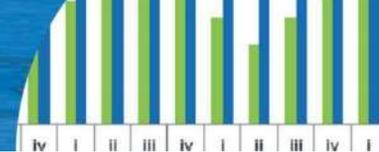
Por esta razón nace la idea de la teoría de las opciones

reales, como una herramienta complementaria en la evaluación de proyectos, ya que considera métodos que permiten implementar y evaluar el componente estratégico de los proyectos de manera sistemática y metódica, además que es capaz de utilizar la información concerniente a los mercados financieros. Cambian la manera de tratar las decisiones de tipo estratégicas en condiciones de incertidumbre, incorporando la flexibilidad como una herramienta de decisión, permitiendo hacer una revisión de ésta durante la ejecución del proyecto, adaptándose a los acontecimientos futuros, ocasionados comúnmente por el mercado.

En este sentido Trigeorgis y Mason (1987) mencionan que las opciones reales representan la flexibilidad de un proyecto y son la herramienta de decisión que permite hacer una revisión en forma continua respecto de las decisiones en el desarrollo del mismo, permitiendo, así, no seguir un plan establecido, adaptándose a los eventos futuros.

Por su parte, Amram y Kulatilaka (2000) definieron el método de opciones reales como la extensión de la teoría de opciones financieras a las opciones sobre activos reales (no financieros). Mientras que las opciones financieras se detallan en el contrato, las opciones reales objeto de inversiones estratégicas, deben ser identificadas y especificadas. El paso de las opciones financieras a las opciones reales, requiere una filosofía determinada, una forma de ver las cosas que introduzca la disciplina de los mercados financieros en las decisiones internas de la inversión estratégica. Además, hacen mención de que desde una mirada tradicional, cuando mayor sea el nivel de incertidumbre, menor es el valor del activo. Del punto de vista de las opciones reales, demuestra que una mayor incertidumbre puede provocar un valor superior del activo, si los ejecutivos logran identificar y utilizar sus opciones para responder con flexibilidad al desarrollo de los acontecimientos.

Por lo mencionado anteriormente, las oportunidades de aumentar valor pueden crearse en la medida que exista incertidumbre. En la Figura 1 se muestra que a medida que la incertidumbre va incrementando esto conduciría a un posible incremento en el valor de los activos, siempre y cuando los ejecutivos identifiquen y utilicen sus opciones, con el propósito de responder flexiblemente en sus actividades. Por lo tanto, ahí se muestra uno de los



más importantes cambios en el enfoque de las opciones reales: La incertidumbre crea oportunidades (Amram y Kulatilaka, 2000).

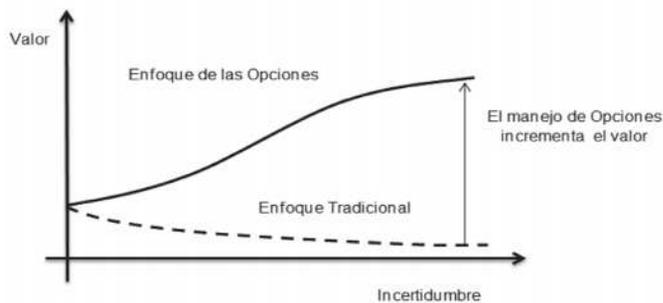


Figura 1: Enfoque de las Opciones Reales: La Incertidumbre incrementa el valor (adaptado de Amram y Kuitilaka, 2000)

La metodología de las Opciones Reales es utilizada como complemento de las técnicas tradicionales de valoración (Sánchez y Andalaft, 2010), con el fin de evaluar desde el punto de vista económico, inversiones o activos cuyos flujos de caja se tornan inciertos, otorgando ventajas de evaluar proyectos de inversión, tales como:

- Proporcionan el valor del proyecto sin la necesidad de utilizar métodos en los cuales varían la tasa de descuento, ya que las opciones reales utilizan una única tasa de descuento dada por el inversionista.
- Permite incluir flexibilidades operativas durante el ciclo de vida del proyecto (abandono, expansión, contracción, cambios estratégicos)
- Entrega como subproducto la política de operación que maximiza el valor del proyecto a través del tiempo.

Metodología y desarrollo del problema

Métodos tradicionales de evaluación y las opciones reales

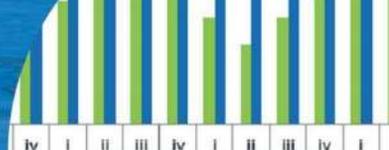
Dentro de los métodos tradicionales de evaluación de proyectos, el más utilizado por las empresas del sector inmobiliario es el Método del Flujo de Caja Descontado FCD, con el cual se determina el Valor Presente Neto o VAN del proyecto. Mediante el VAN se puede estimar si es conveniente invertir y si el proyecto vale más de lo que cuesta, al calcular cuánto valdrían sus flujos de caja

si el derecho sobre ellos se ofreciera a los inversionistas independientemente del proyecto, y si se negociara en los mercado de capitales (Brealey *et al.*, 2007). Sapag y Sapag (2008) señalan que el flujo de caja de cualquier proyecto se compone de cuatro elementos básicos: a) los egresos iniciales de fondos, b) los ingresos y egresos de operación, c) el momento en que incurren estos ingresos y egresos, y d) el valor de desecho o salvamento del proyecto.

Por otra parte, Fontaine (1997) afirma que la inversión será rentable sólo si el valor actual de los flujos de beneficios netos que genera es positivo, descontando estos flujos a la tasa de descuento pertinente para el inversionista. Este valor actual mide, en moneda de hoy, cuánto más rico es el inversionista por invertir en el proyecto, en lugar de hacerlo en función de la alternativa que rinde la tasa de descuento. En ocasiones las técnicas de evaluación tradicional, como el VAN, no logran satisfacer completamente a los evaluadores ya que, por lo general, cuando se trata de proyectos inmobiliarios, no se basan en estudios matemáticos o financieros, sino más bien en la experiencia; comienzan a evaluar posibles opciones en la realización de sus proyectos: abandonar, aplazar, crecer por etapas o expandir. Esto se explica, dado que al momento de tomar decisiones es posible desestimar los resultados de tipo cuantitativo, anteponiendo factores estratégicos y de flexibilidad operativa, por lo que el inversionista valora más los factores estratégicos de tipo cualitativo que los factores cuantitativos del flujo de caja al momento de tomar una decisión.

Debido a lo anterior, Campa (1994) señala que la evaluación tradicional de proyectos presenta algunas limitaciones, ya que las inversiones se encuentran en ambientes de elevada incertidumbre. La metodología tradicional considera un único escenario esperado de flujos de caja, por lo que se asume una gestión estática durante el desarrollo del proyecto.

Por otro lado, la metodología de opciones reales, permite complementar la evaluación tradicional, ya que considera la implementación y evaluación del componente estratégico de los proyectos de manera sistemática y metódica. De esta forma, las opciones reales cambian la manera de enfrentar las decisiones de tipo estratégicas en condiciones de incertidumbre, incorporando la flexibilidad como una herramienta de decisión, permitiendo hacer una revisión



de ésta durante la ejecución del proyecto, adaptándose a los acontecimientos futuros; comúnmente presentes en el mercado.

Lo anterior se explica adicionando al Valor Presente Neto tradicional del proyecto, el valor de las opciones implícitas en el proyecto; dando como resultado el concepto de Valor Actual Neto Expandido o Estratégico (Mascareñas, 2003), mostrado en la ecuación (1).

$$VAN \text{ Expandido} = VAN \text{ Tradicional} + \text{Valor de las Opciones Reales} \quad (1)$$

Así entonces, es posible plantear la valoración de proyectos inmobiliarios teniendo presente las oportunidades de inversión como opciones reales (opciones sobre bienes o activos reales).

Opciones reales presentes en proyectos inmobiliarios

La teoría de las opciones reales estudia la forma de valorar un proyecto de inversión empresarial de forma análoga a la que se utiliza para valorar una opción financiera. Para el caso del sector inmobiliario, por ejemplo en la construcción de viviendas o departamentos, se estará ante una opción de compra, en la que se paga un precio de ejercicio (inversión inicial), para tener derecho a ejercer dicha opción del activo subyacente (realización del proyecto de construcción) en el futuro. Dado que la inversión en el sector inmobiliario puede ser realizada en cualquier momento en que se desee, se ha de considerar para el desarrollo de esta investigación la opción americana, que a diferencia de las opciones de compra europeas, el momento en que pueden ser ejercitadas está prefijado (Lamothe, 1995).

El caso de estudio está emplazado en el Gran Concepción (contempla las comunas de Concepción, San Pedro de la Paz, Chiguayante, Penco, Hualpén y Talcahuano), lugar para el cual la Figura 2 evidencia que para este conglomerado urbano, durante el tercer trimestre de 2012, fueron 456 los departamentos vendidos, un 30% más que lo comercializado en similar periodo anterior, y un 15% más que el último trimestre del año anterior. Respecto a la venta de casas, durante el primer trimestre del año 2012, las unidades comercializadas fueron 378, un 20% menos que similar periodo del año anterior; sin embargo, un 35% menos que el trimestre inmediatamente anterior, por lo que se muestra un mercado variable, sujeto a cambios bruscos

entre un período y otro. Así, frente a la incertidumbre que evidencia el sector inmobiliario de la zona en estudio, es apropiado considerar que las inmobiliarias planteen tres opciones reales para evaluar sus proyectos: abandonar el proyecto una vez iniciado, construir dicho proyecto por etapas, o expandir el mismo durante su ejecución o al término de éste.

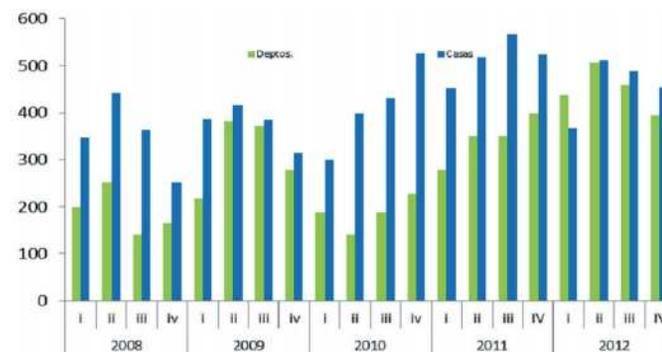
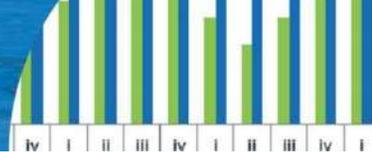


Figura 2: Venta trimestral de casas y departamentos en el Gran Concepción, desde el año 2008 al cuarto trimestre del 2012 (CChC, 2012)

Caso de estudio para la aplicación de las opciones reales

El proyecto de edificación que ha servido de referencia en esta investigación es un proyecto tipo en régimen de condominio, el que se ajusta a una amplia variedad de proyectos inmobiliarios en Chile, ya sea materializándolo de forma individual, o como parte de un proyecto más grande construido por etapas. Se trata de un condominio de 38 casas individuales de 50 a 75 m², el cual se denominará Proyecto Casas. El proyecto consta de una estructura de costos e ingresos, además de la utilidad promedio sobre las ventas y sobre inversión (Forcael, 2012). Para la elección de la ubicación y el rango de precios de ventas del proyecto, se han considerado las proyecciones y estimaciones que otorga el Informe Inmobiliario del Gran Concepción de la Cámara Chilena de la Construcción (CChC, 2012).

El proyecto está emplazado en un lote de 5033 m², con 2270 m² construidos (considerando superficie útil más estacionamiento para cada casa), destinando para superficies comunes y áreas verdes 2763 m². Es un proyecto rodeado de naturaleza, con cómodos espacios para habitar y disfrutar una vida en familia, con precios de venta que van desde las UF900 a UF1596.



La primera opción a evaluar en el Proyecto Casas es la de abandonar el proyecto, ya que en todo desarrollo inmobiliario, una vez que se obtiene el permiso de edificación se comienza inmediatamente a vender, por lo que el comportamiento de éstas, durante su primer trimestre, indicaría la aceptación de las viviendas por el mercado. Por esta razón, se evaluará la opción de abandono, cuya inversión será de $I_A = \text{UF}1074$, correspondiente al pago de los intereses del financiamiento externo más gastos generales de administración.

La segunda opción identificada en el proyecto, es la opción de expandir en el mismo terreno el número de casas en un 50% (19 casas) en el trimestre 5, ocupando la superficie que en un principio sería para las áreas verdes y comunes, sin financiamiento externo, invirtiendo $I_E = \text{UF} 10109$.

MBLT para la valoración de opciones reales

Propuesto por Trigeorgis (1996), el Modelo Binomial Logarítmico Transformado MBLT corresponde a una variante numérica del modelo de valoración binomial, en el que se asume un contexto de valoración neutral al riesgo, con el cual se consigue aproximar, mediante un proceso de tipo discreto, la evolución del valor del proyecto o activo subyacente, que se supone es un período continuo. Además de ser un método numérico más consistente (considerando la misma media y varianza en todo momento) y más estable, presenta mejoras respecto al modelo binomial, ya que los errores de aproximación se reducen, siendo incluso más eficiente debido a la facilidad que ofrece para su utilización informática, por representar el proceso estocástico que sigue el activo subyacente.

La principal ventaja que presenta el MBLT respecto al método binomial original, es la de capturar las interacciones entre múltiples opciones presentes en los proyectos, representando, numéricamente, de manera más adecuada y apegada a la realidad la flexibilidad operativa de un proyecto, que para efectos de esta investigación es en el sector inmobiliario. Por lo tanto, este método permite evaluar opciones de manera eficiente, ya que considera las posibles interacciones entre éstas, realizando, así, una evaluación económica representativa de los proyectos de inversión.

Se define la variable V que es el valor del activo subyacente; correspondiendo al valor presente obtenido a través

del método tradicional del VAN, el cual no incorpora el valor de las opciones o las flexibilidades. Dentro de los supuestos del modelo, se considera que la variable V tiene una distribución logarítmica-normal, y que su tasa de rendimiento continua se distribuye normalmente, siguiendo el proceso estocástico de difusión tal que:

$$\frac{dV}{V} = \alpha dt + \sigma dz \quad (2)$$

Donde α corresponde a la rentabilidad del proyecto, σ es la desviación estándar instantánea de V , y dz es la diferencial de un proceso estándar de Wiener (con media 0 y varianza dt). En cualquier intervalo de tiempo Δt , la variable $X = \log(V)$, seguiría un proceso Browniano aritmético, de manera que:

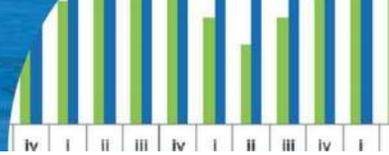
$$\Delta X = \ln\left(\frac{V_{t+\Delta t}}{V_t}\right) = \left(r - \frac{\sigma^2}{2}\right)\Delta t + \sigma dz \quad (3)$$

Los incrementos ΔX son idénticos, independientes y normalmente distribuidos con media $\mu = [R_t - 1/(2\sigma^2)]\Delta t$ y varianza $\sigma^2\Delta t$. Si el proceso de difusión puede ser aproximado por un proceso idéntico en tiempo discreto, subdividiendo la vida total del proyecto T , en N subintervalos de tiempo de longitud τ , de modo que $T = N\tau$ y $k = \frac{\sigma^2}{N}\tau$, entonces en cada subintervalo discreto τ , X seguirá un proceso estocástico Markoviano, es decir una sucesión de ensayos similares u observaciones en la cual cada ensayo tiene el mismo número finito de resultados posibles y en donde la probabilidad de cada resultado para un ensayo dado depende sólo del resultado del ensayo inmediatamente precedente y no de cualquier resultado previo. Con movimiento al alza en una cantidad $\Delta X = H$ con una probabilidad (neutral al riesgo) P , o un movimiento a la baja en una misma cantidad $\Delta X = -H$ con una probabilidad $1 - P$. Además, la media y la varianza de este proceso discreto Markoviano, está dado por:

$$E(\Delta X) = 2PH - H \quad \text{y} \quad \text{Var}(\Delta X) = H^2 - [2PH - H]^2 \quad (4)$$

Al igualarse con el otro proceso, según $\mu = 2PH - H$ y $k = H^2 - [2PH - H]^2$ se obtienen los valores para P y H :

$$P = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{\mu k}{H}\right) \quad \text{y} \quad H = \sqrt{k + (\mu k)^2} \quad (5)$$



Interfaces del algoritmo

Para la primera interfaz se deben especificar los valores iniciales del modelo que afectan a las opciones como: V , r , σ , T , N y la serie de inversiones relacionadas o precios de ejercicios de cada opción. La segunda interfaz incluye el cálculo, a partir de los parámetros de entrada indicados en el primer paso, de las variables necesarias para el desarrollo del algoritmo. En esta etapa se determinan: K , μ , H y P . En la tercera interfaz, corresponde el cálculo de los valores terminales en $j = N$, para cada estado i del algoritmo, donde j corresponde al número de intervalos de longitud k , a su vez i denota el estado de la variable X de modo que $X(i) = X_0 + iH$. Por otro lado, $R(i)$ indica el valor total de la oportunidad de inversión en el estado i , determinando el valor del proyecto según:

$$V_i = e^{X_0 + iH} \quad (6)$$

Y el valor total de la oportunidad de inversión según

$$R^*(i) = \text{Max}[V(i), 0].$$

Finalmente, la cuarta interfaz considera la resolución de un proceso iterativo hacia atrás, es posible obtener el VAN del proyecto sin opciones. Partiendo desde una condición terminal en $j = N$, analizando hacia atrás en un esquema triangular desde $j = N-1, \dots, 1$. Para cada estado i el algoritmo calcula el valor de la oportunidad de inversión, ocupando la información del intervalo anterior $j+1$. De esta forma, se va obteniendo el valor de la oportunidad de inversión de cada período j en el estado i , según:

$$R_i = e^{-\frac{rk}{\sigma^2}} [PR_{i+1} + (1-P)R_{i-1}] \quad (7)$$

Si en cualquier instante de tiempo j , al realizar el movimiento iterativo hacia atrás, se encuentra una opción real, es necesario calcular el valor de la oportunidad de inversión de acuerdo a la Tabla 1.

Tabla 1: Ajustes del valor de la inversión según el tipo de opciones (Trigeorgis, 1996)

Tipo de Opción	Valor
Opción de esperar un período	$R^* = \text{Max} [e^{-r\tau} E(R_{j+1}), R_j]$
Opción de abandonar, ahorrando I_1	$R^* = \text{Max} (R - I_1, 0)$
Opción de contraer un $c\%$, ahorrando una parte I_2' de I_2	$R^* = R + \text{Max} (I_2' - cV, 0)$
Opción de expandir un $e\%$, invirtiendo I_3	$R^* = R + \text{Max} (eV - I_3, 0)$
Opción de cambio a mejor uso alternativo con valor de salvamento S	$R^* = \text{Max} (R, S)$

Resultados

Valoración de las opciones en el Proyecto Casas

De acuerdo con los análisis efectuados, los parámetros de entrada para la aplicación del MBLT corresponden a los siguientes:

- Valor presente de los flujos de caja sin inversiones iniciales: UF8752, cuya estructura se presenta en la Figura 3.

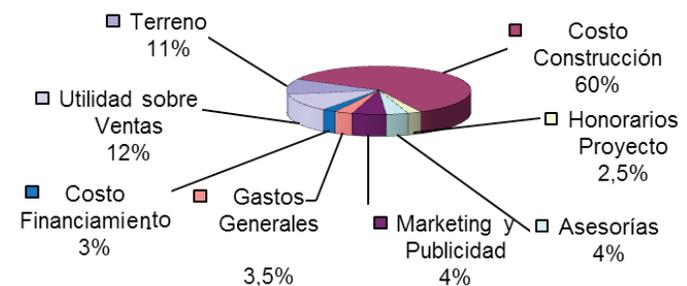
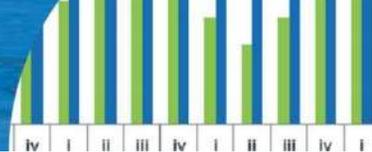


Figura 3: Estructura de costos y utilidades del proyecto en estudio.

- Volatilidad del proyecto: $\sigma = 20.65\%$
- Tasa libre de riesgo: $R_f = 6.35\%$ (valor trimestral)
- Horizonte de evaluación del proyecto: 8 trimestres
- Opción de Abandono en el trimestre 2 (Opción *put*), invirtiendo $I_A = \text{UF } 1074$
- Opción de Expandir en un 50% (Opción *call*) el número de casas en el trimestre 5. Invirtiendo $I_E = \text{UF } 10109$

Donde el parámetro de volatilidad del proyecto se define como la medida de la oscilación que presenta una variable crítica del proyecto a través del tiempo, sobre la base de antecedentes históricos acerca de ésta (Mun, 2005). Al analizar el Mercado Inmobiliario del Gran Concepción, no se puede estar ajeno a los fenómenos como las crisis económicas, el terremoto del 27 de febrero del 2010 o las promociones y subsidios que son instancias que aceleran o desaceleran el crecimiento del sector. Un proyecto de inversión inmobiliaria (construcción de viviendas) está sujeto a diversas variables, las cuales afectan directamente los retornos esperados de éste. A éstas se pueden distinguir variables como el precio del suelo (por metro cuadrado) o el costo de construcción. Sin embargo el aumento progresivo



en la escasez del suelo, considerando las actuales disposiciones que impiden la extensión del radio urbano, y la flexibilización de las zonificaciones existentes al interior de las comunas que considera el Gran Concepción, han elevado el valor del metro cuadrado de terreno y, por ende, el precio de las viviendas construidas. Por consiguiente, para efectos de este estudio, la volatilidad utilizada como parámetro de entrada del MBLT, se obtuvo a partir de los registros históricos del precio del suelo del Gran Concepción. Los datos fueron obtenidos de los Boletines del Mercado de Suelo Urbano del Gran Concepción elaborado por la Universidad del Bío-Bío (1989). Se consideraron los 89 Boletines que desde el cuarto trimestre de 1989 hasta el cuarto trimestre de 2011 se han publicado.

Con respecto a la tasa libre de riesgo, Aguilera (2011) menciona que a la hora de considerarla para proyectos inmobiliarios, se debe observar la tasa de interés de los Pagarés y Bonos licitados por el Banco Central de Chile (P.D.B.C.). Con el fin de automatizar la valoración del proyecto al trabajar con opciones reales, se utilizó una planilla de cálculo, la cual permitió valorar las opciones mediante el MBLT, considerando las variables tanto de entrada y las preliminares.

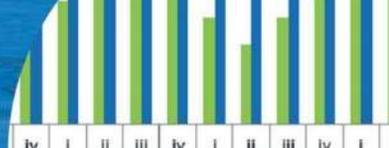
Para la correcta aplicación del método se deben considerar las cuatro etapas del MBLT. A partir de la información económica-financiera, se ingresan los parámetros de entrada, primera interfaz; los cuales afectan al proyecto y a las opciones reales que se han de evaluar. Valor presente de los flujos sin inversiones iniciales V , tasa de interés sin riesgo R_f , volatilidad σ , horizonte temporal del proyecto T , número de intervalos N . Sucesivamente, como segunda interfaz, se deben calcular las variables preliminares del modelo (k, μ, H, P), ver Tabla 3, las cuales permiten calcular la evolución del activo subyacente mediante:

Determinación de $k = \sigma^2 T/N = 0.0426$, la tendencia $\mu = R_f/k - 1/2 = 0.9891$, evolución de la variable $\Delta X = H = 0.2108$, la probabilidad de $\Delta X = P = 0.6001$ y $(1 - P) = 0.3999$, el operador de descuento para la valoración de opciones $\exp(-R_f k/\sigma^2) = 0.9385$.

En la Tabla 2 se muestra la evolución del proceso estocástico del valor del proyecto (segunda interfaz), realizado mediante la discretización del proceso en T sub-intervalos de tiempo, considerando el alza y la baja del activo subyacente de acuerdo a las probabilidades P y $(1 - P)$.

Tabla 2: Evolución del proceso estocástico del valor del proyecto

	0	1	2	3	4	5	6	7	8
$X_0 =$	9.0770								
$H_0 =$	0.2108								
									10.7631
								10.5524	
							10.3416		10.3416
						10.1309		10.1309	
				9.9201		9.9201		9.9201	9.9201
			9.7093		9.7093		9.7093		9.7093
		9.4986		9.4986		9.4986		9.4986	9.4986
	9.2878		9.2878		9.2878		9.2878		9.2878
9.0770		9.0770		9.0770		9.0770		9.0770	9.0770
	8.8663		8.8663		8.8663		8.8663		8.8663
		8.6555		8.6555		8.6555		8.6555	8.6555
			8.4447		8.4447		8.4447		8.4447
				8.2340		8.2340		8.2340	8.2340
					8.0232		8.0232		8.0232
						7.8125		7.8125	7.8125
							7.6017		7.6017
								7.3909	7.3909



De acuerdo a lo indicado, el software realizó una transformación logarítmica del valor presente de los flujos de caja del proyecto, sin considerar las inversiones iniciales, generando la variable X_0 , según $X_0 = \ln(V) = \ln(8752) = 9.077$. Luego, se generó la discretización del horizonte de evaluación del proyecto para $T=8$ e intervalos de largo $k = 8$. Así, se modeló el proceso estocástico con alzas y bajas de magnitud H_0 , con probabilidad P y $1 - P$, respectivamente.

Para la tercera interfaz del modelo, se determinan los valores iniciales en $j = N = 8$, para cada estado i , donde $X_{i8} = e^{X_{i8}}$. Una vez obtenidos los valores en la cuarta interfaz se calcula mediante un proceso iterativo hacia atrás para cada período $j (j=N, \dots, 1)$ y para cada estado i , el valor del proyecto mediante un operador de descuento $\exp(-r k/\sigma^2)$, de acuerdo a (7).

Mediante esta interfaz se obtiene el VAN del proyecto sin opciones, mostrado en la Tabla 3.

Tabla 3: Valor del Proyecto Casas sin opciones

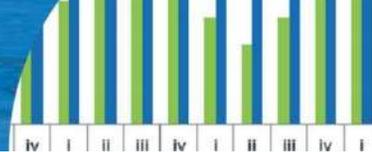
Inversión	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Operador	4688								
P	0.9385								
$1 - P$	0.6001								
	0.3999								
									47247.1
							30951.1	38240.7	30996.2
					25051.1	20305.3	25087.6	20334.9	
			16410.8	20275.8	16434.6	13321.2	16458.6	13340.6	
	10750.5	13282.5	10766.2	13301.8	10781.8	8739.3	10797.5	8752.0	
4064	7052.8	8713.9	7063.1	8726.6	7073.4	5733.4	7083.7	5741.7	
		5716.7	4633.7	5725.0	4640.4	3761.3	4647.2	3766.8	
				3755.9	3044.3	2467.6	3048.8	2471.2	
							2000.1	1621.2	
VAN	4064								

Al tener los resultados de las cuatro etapas del modelo y de las inversiones que se realizarían al abandonar y expandir el proyecto, se debe realizar el movimiento iterativo hacia atrás, ajustando el valor de la inversión según el tipo de opción $\text{Abandonar} = R' = \text{Max}(R - I_1, 0)$ y $\text{Expandir} = R' =$

$R + \text{Max}(eV - I_3, 0)$. En la Tabla 4, se muestra el VAN Expandido del proyecto al considerar la primera opción identificada en el Proyecto Casas, Abandono, con una inversión $I_A = \text{UF}1074$. Como la opción ha de ser ejercida en el trimestre 2.

Tabla 4: Valor de la opción Abandono del Proyecto Casas

Inversión	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Operador	4688								
P	0.9385								
$1 - P$	0.6001								
Opción de Abandono			1074						
									47247.1
							30951.1	38240.7	30996.2
					20275.8	20305.3	25087.6	20334.9	
			14356.5	16410.8	16434.6	13321.2	16458.6	13340.6	
	11758.5	9787.9	10766.2	13301.8	10781.8	8739.3	10797.5	8752.0	
5010	8060.7	6790.7	7063.1	8726.6	7073.4	5733.4	7083.7	5741.7	
			4633.7	5725.0	4640.4	3761.3	4647.2	3766.8	
				3755.9	3044.3	2467.6	3048.8	2471.2	
							2000.1	1621.2	
Van	4064								
Van Expandido	5010.1								
Valor de la Opción	946								



El VAN Expandido presentado en la Tabla 5 considera la segunda opción identificada en el Proyecto Casas, Expandir el proyecto un 50% (19 casas), con $e = 50%$, una inversión $I_{E(5)} = UF 10109$, ejercida en el trimestre 5.

Tabla 5: Valor de la opción Expandir del Proyecto Casas

	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Inversión	4688								
Operador	0.9385								
P	0.6001								
$I - P$	0.3999								
Op. de Exp.						10109			47247.1
							30951.1	38240.7	30996.2
					21636.7	27467.7	20305.3	25087.6	20334.9
			17177.1	13301.8	16434.6	13321.2	16458.6	13340.6	
	5147	12001.5	14788.1	10766.2	8726.6	10781.8	8739.3	10797.5	8752.0
		8060.7	9787.9	7063.1	5725.0	7073.4	5733.4	7083.7	5741.7
			6790.7	4633.7	3755.9	4640.4	3761.3	4647.2	3766.8
						3044.3	2467.6	3048.8	2471.2
								2000.1	1621.2
Van	4064								
Van Expandido	5147								
Valor de la Opción	1083								

Análisis de los resultados

Con el método tradicional, la evaluación del Proyecto Casas dio como resultado un VAN de UF4064 y una TIR de un 13%, descontado a una tasa de un 7.5% para un horizonte de evaluación de 8 trimestres. Las opciones reales consideradas en este proyecto, tanto el abandono como expandir en un 50% el número de casas, responden a la incertidumbre dada en función del crecimiento de la población, el crecimiento económico e ingresos per cápita del Gran Concepción. El MBLT se basa, fundamentalmente, en considerar que el precio del activo subyacente (valor de los flujos de caja del proyecto V) sigue un proceso estocástico, el cual puede ser aproximado en tiempo discreto. Por lo tanto, se ha dividido la vida total del proyecto en $N = 8$ subintervalos de tiempo, por lo cual, el valor de la variable $X_0 = \ln(V)$ ha seguido un proceso estocástico Markoviano con movimientos aleatorios ascendentes y descendentes; de acuerdo a la volatilidad presente en el activo subyacente y su tasa libre de riesgo, obteniendo así la evolución estocástica del proyecto. Este proceso ha quedado validado en el Proyecto Casas, ya que al calcular iterativamente el valor del proyecto, trayendo al presente el valor de los flujos descontados a la tasa

libre de riesgo, ha dado como resultado el valor del VAN tradicional del proyecto (UF4064).

De acuerdo a la evolución estocástica del valor del proyecto, se ha podido aproximar el valor que tendría cada opción, al ser ejercida en el proyecto durante su periodo de evaluación. Contrastando los resultados del MBLT con los obtenidos a través del VAN tradicional, se puede comprobar que el Proyecto Casas presenta un potencial de agregación de valor mediante la ejecución de las opciones reales identificadas; utilizando como fuente de valor la incertidumbre.

La primera opción evaluada fue abandonar el proyecto en el trimestre 2. Como se observa en la Tabla 6, se obtiene un VAN Expandido de UF5010, agregando a la evaluación tradicional un valor de UF946 si se lleva a cabo la opción. La lógica radica en el hecho de construir 19 casas adicionales, considerando que en el trimestre 2 se habrían vendido las 38 casas, haciendo uso de la opción expandir, aprovechando el éxito del proyecto inicial y tomando en consideración el mismo terreno para edificar; en donde en un principio se tenían contempladas áreas verdes y espacios de recreación.

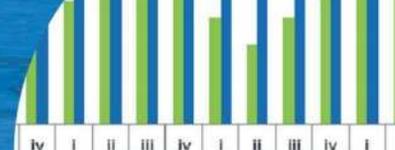


Tabla 6: Resultados obtenidos a partir del análisis realizado con planilla de cálculo

Opción	VAN tradicional	Valor de la opción	VAN Expandido
Abandonar	UF4064	UF946	UF5010
Expandir	UF4064	UF1083	UF5147
Opciones en conjunto	UF4064	UF2029	UF6093

La segunda opción real a ejercer fue expandir en un 50% el número de casas (19 casas). Como se muestra en la Tabla 6, es la opción que tiene un mayor impacto en el valor del VAN del proyecto, ya que su VAN Expandido es de UF5147, otorgando un valor adicional de UF1083. La relevancia y la lógica de este resultado radica en que el proyecto se está expandiendo en un 50%, de ahí se explica el mayor valor de la opción por sobre la de abandono.

Al comparar los resultados obtenidos con el método de las opciones reales y los calculados a través del VAN tradicional, se aprecia que al considerar en la evaluación la interacción de ambas opciones, el valor del proyecto es de UF6093; superior al valor calculado a partir del método tradicional, el cual alcanza un valor de UF4064. Esta diferencia ocurre debido a que las opciones de inversión capturadas por el método de las opciones reales aportan valor al proyecto. Para el Proyecto Casas las opciones presentes otorgan un valor de UF2029; representando la flexibilidad operativa del proyecto, o lo que es lo mismo, la capacidad de no seguir un único escenario de acción ante condiciones de entorno cambiantes, marcadas por la variabilidad del proceso.

Del mismo modo, se puede observar que el valor del proyecto calculado al considerar ambas opciones reales presentes en éste, es distinto del valor obtenido al realizar la suma individual de cada una de éstas (UF2029). Esto confirma el hecho de que utilizar un método de valoración que tenga en cuenta las interacciones entre opciones reales, tiene una importancia significativa en la evaluación del proyecto, al incorporar la incertidumbre en la evaluación. El hecho de expandir, traería un aumento en el beneficio del proyecto, ya que se venderían 19 casas más. Cabe destacar que la opción abandonar el proyecto en el trimestre 5 igual trae un beneficio para el inversionista, ya que éste deja de inyectar recursos a un proyecto del cual no se obtendrían beneficios. Por lo tanto, expandir el proyecto en un 50% resulta ser la opción más recomendable a la hora de tomar

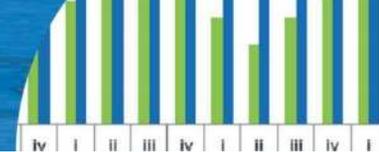
una decisión. La opción de abandonar tiene mayor valor para los flujos de caja negativos, ya que permite evitar inversiones programadas ante escenarios desfavorables, controlando parcialmente las pérdidas.

Finalmente, al comparar los resultados obtenidos entre la evaluación tradicional del proyecto a través del VAN y el método de las opciones reales, se puede comprobar el potencial que tiene un proyecto que presenta cierta incertidumbre; corroborando el enfoque de Amram y Kulatilaka (2000), la incertidumbre crea oportunidades.

Conclusiones

Uno de los mayores problemas que se presenta al realizar el estudio y evaluación económica de proyectos, es el de justificar económicamente la inversión de recursos en un proyecto que se enfrenta a condiciones de alta volatilidad e incertidumbre. Esto se debe a que los flujos de caja obtenidos en la práctica, probablemente diferirán de los pronosticados por los evaluadores. Por consiguiente, al abordar nueva información producto del paso del tiempo, ocurriendo la disipación de la incertidumbre sobre las condiciones de mercado y los montos de los futuros flujos de caja, los evaluadores tendrán la flexibilidad de alterar la estrategia operativa inicialmente propuesta, con el objetivo de capitalizar las oportunidades de negocio que se presenten o para evitar y/o disminuir las pérdidas. La razón de ser de toda decisión que se tome para comenzar un proyecto de inversión, es que éste aporte el máximo de beneficios a largo plazo. Sin embargo, son muchas las opciones que se pueden tomar a lo largo de la vida del proyecto, las cuales no estaban consideradas en su evaluación inicial. Por lo tanto, un proyecto que valore y considere estas opciones valdría más que aquel que no lo haga.

En el caso del tipo de proyectos inmobiliarios considerados en este estudio, se presentan tres opciones reales: abandonar, aplazar y crecer por etapas, las cuales, si bien son consideradas por los participantes del sector de manera cualitativa, no logran mostrar su efecto en la evaluación. Por consiguiente, la aplicación de las opciones reales en este tipo de proyectos que presentan riesgos e incertidumbre, se ha convertido en una herramienta de apoyo para la evaluación tradicional. Es por esto que, a través de este estudio, se ha mostrado como una empresa puede recurrir al abandono del proyecto, en el caso de no seguir

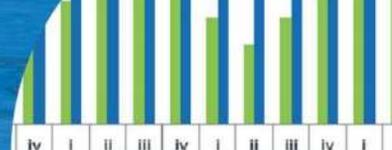


construyendo y también a expandir la obra. Al analizar los resultados calculados mediante el Método Binomial Logarítmico Transformado MBLT en el proyecto aplicado, se demostró que al considerar las opciones en la evaluación, el valor del proyecto fue superior al calculado mediante el método tradicional del VAN. Por esta razón, se puede concluir que el método de las opciones reales representa un valioso aporte para el proceso de evaluación y gestión estratégica de proyectos de inversión inmobiliaria, ya que los valores obtenidos al evaluar las opciones, representan la flexibilidad operativa del proyecto, es decir, de no seguir un escenario único, sino las posibilidades de acción ante entornos inciertos, marcadas por la variabilidad existente a lo largo del horizonte de evaluación del proyecto.

Hay que mencionar que las opciones reales, como todos los métodos de evaluación que últimamente se están estudiando y aplicando, pueden causar cierta resistencia al momento de considerarlas como metodología de evaluación para la toma de decisiones. Los métodos tradicionales como VAN y TIR, son los que se consideran, aun para evaluar los proyectos inmobiliarios, pero no incorporan la incertidumbre en su metodología. Sin embargo, se ha demostrado que las valoraciones con métodos alternativos, como las opciones reales, aportan importantes consideraciones de tipo cuantitativo a la evaluación. Por esta razón, es conveniente seguir desarrollando aplicaciones en este sector, y hacer que la incertidumbre se incluya cuantitativamente en la evaluación, con la finalidad de tomar decisiones de tipo estratégicas más eficientes.

Referencias

- Aguilera, C. (2011). Tasa de descuento en proyectos inmobiliarios. [15 junio 2012] disponible en <http://actualidadinmobiliariachile.blogspot.com/2011/07/la-tasa-de-escuento-en-proyectos.html>
- Amram, M. and Kulatilaka N. (2000). *Real options: Managing strategic investment in an uncertain world. Financial management association survey and synthesis*. Harvard Business School Press, Boston, Massachusetts.
- Brealey, R., Marcus, A. y Myers, S. (2007). *Fundamentos de Finanzas Corporativas*. 5° ed. Madrid, McGraw-Hill
- Calle, A.M. y Tamayo, V.M. (2009). Decisiones de inversión a través de opciones reales. *Estudios Gerenciales* 25, N°111, 107-126
- Campa, J.M. (1994). Decisiones de inversión bajo incertidumbre. *Alta Dirección ES* 30(175), 31-38
- Capozza, D. and Li, Y. (1994). The intensity and timing of investment: the case of land. *The American Economic Review* 84, No.4, 889-904
- CChC Cámara Chilena de la Construcción, (2012). Resumen Cifras Inmobiliarias. Unidad de Estudios de la Delegación Regional Concepción. Informe Inmobiliario del Gran Concepción de la CChC 4° ed. 2(1), 13-27.
- CChC Cámara Chilena de la Construcción (2012). Oferta y Venta Inmobiliaria del Gran Concepción. Unidad de Estudios de la Delegación Regional Concepción. Estadísticas Sectoriales Regionales y Nacionales 1(1), 17-18.
- Fontaine, E. (1997). *Evaluación Social de Proyectos*. 11° ed. Ediciones Universidad Católica de Chile.
- Forcael, E. (2012). Evaluación Económica de Proyectos Inmobiliarios: Variables consideradas en la construcción de proyectos habitacionales. [Diciembre de 2012] disponible en www.forcael.cl
- Hinojosa, S. (2008). *Opciones Reales en Inversiones Públicas: Revisión de literatura, desarrollos conceptuales y aplicaciones*. Tesis doctoral Escuela Superior de Administración y Dirección de Empresas ESADE, Barcelona
- Lamothe, P. (1995). *Opciones Financieras un Enfoque Fundamental*. Madrid, España: McGraw-Hill
- Majd, S. and Pindyck, R. (1987). Time to Build, Option Value, and Investment Decisions. *Journal of Financial Economics* 18(1), 7-27
- Mascareñas, J. (2003). *Opciones Reales y Valoración de Activos: Cómo Medir la Flexibilidad Operativa en la Empresa*. 1° ed. Madrid, Prentice Hall
- Mun, J. (2005). *Real Options Analysis: Tools and Techniques for Valuing Strategic Investment and Decisions*. 2nd Edition, Wiley Finance
- Quigg, L. (1993). Empirical Testing of Real Options – Pricing Models. *Journal of Finance* 1(1), 621-640
- Sánchez, Y. y Andalaft, A. (2010). Evaluación de inversiones forestales mediante opciones reales. *Ingengerare* 24, 41-49
- Sapag, N. y Sapag, R. (2008). *Preparación y Evaluación de Proyectos*. 5^{ta} ed. Santiago, McGraw-Hill



Titman, S. (1985). Urban land prices under uncertainty. *The American Economic Review* 3(75), 505-514

Trigeorgis, L. (1996). *Real Options, Managerial Flexibility and Strategy in Resource Allocation*. MIT Press, Cambridge, MA.

Trigeorgis, L. and Mason, S.P. (1987). Valuing managerial flexibility. *Midland Corporate Finance Journal* 5(1), 14-21

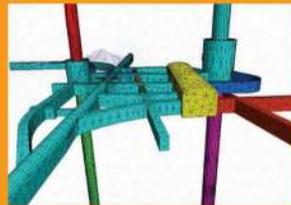
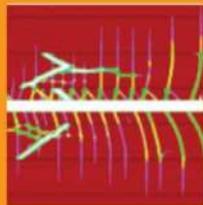
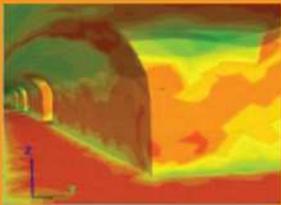
Universidad del Bío-Bío. (1989). Mercado de Suelo Urbano en el Gran Concepción. Vol. 1-89, 10-14.

Williams, J. (1991). Real Estate Development as an Option. *Journal of Real Estate Finance and Economics* 2(4), 191-208



ITASCA™

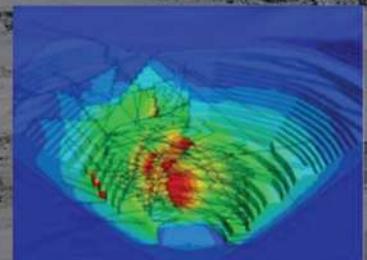
Itasca S.A. es una empresa consultora de ingeniería especializada en geomecánica e hidrogeología aplicada principalmente a la industria minera y obras civiles. Forma parte de Itasca International Inc., con oficinas en once países.



20 años
1993 - 2013
Itasca Chile

Itasca asegura la estabilidad geomecánica de su proyecto minero

- Diseño de Minas a Rajo Abierto
- Análisis de Secuencias de Explotación
- Mecánica de Rocas
- Estudios Dinámicos para Rocas y Suelos
- Análisis de Depósitos de Relaves
- Estudios de Estabilidad de Pilas de Lixiviación
- Construcción de Modelos Geotécnicos Observacionales, Predictivos y Estructurales
- Análisis de Aspectos Geomecánicos Críticos en Operaciones Mineras de Hundimiento por Bloques/Paneles
- Hidrogeología en minas (drenajes, estudios, caracterización hidráulica, redes de monitoreo, ...)
- Modelación numérica hidrogeológica general y específica para minería
- Gestión de recursos hídricos y recarga artificial de acuíferos
- Hidrogeología ambiental e hidrogeoquímica



Información de Contacto:

Tel: (56-2) 2434 1300

itascachile@itasca.cl

www.itasca.cl

EMPRO Ltda.

Ensayos de Materiales y Prospecciones Limitada

Suelos - Hormigones - Asfaltos

25 años

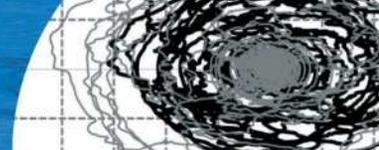
al servicio de la región y el país

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



Dealing with uncertainty in Earthquake Engineering: a discussion on the application of the Theory of Open Dynamical Systems

Enfrentando la incertidumbre en Ingeniería Sísmica: una discusión sobre la aplicación de la Teoría de Sistemas Dinámicos Abiertos

Fecha de entrega: 4 de agosto 2013

Fecha de aceptación: 12 de noviembre 2013

Patricio Quintana-Gallo¹, Rolando Rebolledo² and George Allan³

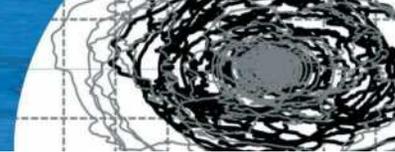
¹Department of Civil and Natural Resources Engineering, University of Canterbury, Private Bag 4800, Christchurch 8140, New Zealand, patricio.quintanagallo@pg.canterbury.ac.nz

²Facultad de Ingeniería y Facultad de Matemáticas, P. Universidad Católica de Chile, Vicuña Mackenna 4860, Macul, Santiago, Chile, rrebolle@ing.puc.cl

³School of Engineering and Computer Science, Victoria University, PO Box 600, Wellington 6140, New Zealand, george.allan@ecs.vuw.ac.nz

Earthquakes, as a natural phenomenon and their consequences upon structures, have been addressed from deterministic, pseudo-empirical and primary statistical-probabilistic points of view. In the latter approach, 'primary' is meant to suggest that randomness has been artificially introduced into the variables of investigation. An alternative view has been advanced by a number of researchers that have classified earthquakes as chaotic from an ontological perspective. Their arguments are founded in the high degree of non-linearity of the equations ruling the corresponding seismic waves. However, the sensitivity of long time behavior of dynamic systems to variations in initial conditions, known as the Chaos Paradigm appears as a by-product of a deeper insight into natural phenomena known as Theory of Open Dynamical Systems ODS. An open system is currently defined as the relation between a part of nature, the main system which contains the observations we make, and its surrounding environment. ODS theory has been applied to different research subjects including physics, chemistry, and biology, for identifying and controlling undesired chaotic behavior in highly nonlinear dynamic systems. It is suggested that earthquakes and their interaction with structures constitute an example of an open system. Recognizing that in Earthquake Engineering the application of those concepts has not been previously investigated, in this paper a discussion related to the use of ODS concepts in

Los terremotos, como fenómeno natural y sus consecuencias en estructuras han sido abordados desde perspectivas deterministas, pseudo-empíricas y desde un punto de vista probabilístico-estadístico primario. En este último enfoque, el adjetivo 'primario' significa que la aleatoriedad ha sido introducida en forma artificial en las variables de investigación relevantes en Ingeniería Sísmica. Una perspectiva alternativa ha sido planteada por investigadores que han clasificado los terremotos, desde un punto de vista ontológico, como fenómenos caóticos. Sus argumentos se fundamentan en el alto grado de no-linealidad y complejidad de las ecuaciones que gobiernan la ecuación de las ondas sísmicas. Sin embargo, la sensibilidad de la respuesta dinámica en el largo plazo debido a pequeñas variaciones en las condiciones iniciales, conocido como el Paradigma del Caos, aparece como un subproducto de una mirada más profunda dentro de fenómenos naturales en general, llamada Teoría de Sistemas Dinámicos Abiertos ODS. Un sistema abierto se define como la relación entre una parte de la naturaleza, el sistema primario que contiene nuestras observaciones, y el sistema que lo contiene. Los principios de ODS han sido aplicados a distintas disciplinas científicas tales como la física, la química y la biología, con la intención de identificar y controlar comportamientos caóticos no deseados en sistemas altamente no-lineales. Se postula que los terremotos y su interacción con estructuras constituyen un caso de un sistema abierto. Reconociendo que en Ingeniería Sísmica la aplicación de dichos conceptos no ha sido anteriormente investigada, en este artículo se presenta una discusión sobre su posible uso



that particular field is presented. Using the most basic case of a linear elastic single degree of freedom SDOF oscillator, differences in the prediction of the response of the system subjected to only one ground motion using a Newton classical approach and ODS concepts, which involve stochastic processes, are compared. Conclusions about the consequences of the application of ODS theory for re-understanding Earthquake Engineering are presented, and a general critique to primary probabilistic approaches for addressing the same problem is formulated.

Keywords: structural dynamics, seismic uncertainty, chaos, open dynamical systems, seismic interaction

en dicha disciplina. Utilizando un modelo que representa el caso más básico de un oscilador de un grado de libertad con rigidez lineal elástica sometido sólo a un registro sísmico, se discuten las diferencias en la respuesta del oscilador obtenida usando la dinámica clásica de Newton y conceptos de ODS que incluyen procesos estocásticos como el que se utiliza en esta contribución. Conclusiones sobre las consecuencias de la aplicación de ODS son formuladas para re-entender la Ingeniería Sísmica, incorporando una crítica a enfoques probabilísticos primarios para abordar el mismo problema.

Palabras clave: dinámica de estructuras, incertidumbre sísmica, caos, sistemas dinámicos abiertos, interacción sísmica

Introduction

Earthquakes, in relation to Structural Engineering, have often been addressed from a primary statistical-probabilistic perspective. The use of 'primary' indicates that randomness has been artificially introduced within the variables of investigation. Alternative views have been advanced by a number of researchers that have classified earthquakes as chaotic from an ontological point of view (Strogatz, 1994). Their arguments are founded in the high degree of non-linearity and complexity of the equations ruling the corresponding wave dynamics.

Nevertheless, the sensitivity of large time behavior of dynamical systems to variations in initial conditions, the Chaos Paradigm (Lorenz, 1963), appears as a by-product of a deeper insight on natural phenomena, named the Theory of Open Dynamic Systems ODS (von Bertalanffy, 1950a,b). An open system is currently defined as the relation between a part of nature, the main system, inside which our observations are made, and its surrounding (unobserved) environment. Since the observed system and the environment are both in motion, as well as their exchanges of matter, energy, and information in general, there is a dynamic interaction. As such, an important consideration for the mathematical modeling of open systems is to determine the different time and space scales associated with the above collection of evolutions. In a classical context, the laws governing the dynamics of

mechanical systems are described by Newton's equations. Hence, once the initial conditions are fixed, the evolution of states (positions and moments) is fully determined. This is an example of a closed or isolated system. Unfortunately, it is impossible to completely isolate a part of nature; therefore a closed system cannot exist in reality. This is particularly true when studying seismic phenomena.

To the knowledge of the authors, no literature exists applying ODS to structural dynamics. In this paper, a preliminary philosophical discussion related to the use of these concepts in Earthquake Engineering in general and Structural Dynamics in particular, is presented. Focus is placed on discussing the uncertainty involved in predicting the response of structures subject to seismic events. An elastic and damped single degree of freedom SDOF system model is used, which represents a structure in the most simplistic way. It is shown that when applying stochastic perturbations, which represent the interaction of the open system (structure) with the environment (earth) in the form of a Lévy process, the dynamic response of that system under the same recorded ground motion exhibits significant variations when compared to the classical (unique) response, but it maintains the same order of magnitude. Important differences can also be appreciated when the proposed approach is compared to one which includes white noise only.

ODS fundamentals

In order to address the problem of the interaction of the open observed system with the containing environment, one may introduce a description of this relationship through variations in the initial conditions, as in chaos theory, or via perturbations of the equations of motion by stochastic processes. The selection of one or the other approach is a question of time scales. If one assumes that the main system evolves faster than the environment, then the prescription of their interaction via the initial conditions is plausible. On the other hand, if both system and environment interact almost simultaneously with their own evolution, then the second approach is more appropriate. Both methods are included in the development of ODS theory. The concept of an ODS has been in use for a long time. In physics, the concept appeared in the work of Boltzmann during the second half of the 19th century, remaining implicit in the development of statistical mechanics. However, in mathematics it only became an established theory in the 1970's. ODS include the so-called complex systems. Amongst mathematical approaches to them, the one based on Stochastic Processes (classical and quantum) is the most successful. As a result, the term Stochastic Analysis appears as a suitable envelope to describe a cross-disciplinary approach to ODS, (Fagnola *et al.*, 1994; Gamble *et al.*, 1999; Rey-Bellet, 2004; Rebolledo, 2004; Kossakowski and Rebolledo, 2007).

A critique of mechanistic uses of theory of probabilities in Earthquake Engineering

In recent years, some trends in Earthquake Engineering have explored the use of the theory of probabilities in the context of Performance-Based Earthquake Engineering PBEE as seen in the Vision 2000 document (SEAOC, 1995). In this context, probabilistic methods have been used for describing intensity measures IM, engineering demand parameters EDP, damage measures DM and decision variables DV in order to estimate a certain probability of exceedance in decision making for design.

These approaches have been developed in an increasingly sophisticated manner such that the level of physical background for stating the equations governing the models seems to have become a paradigm. Supporting physical background on the application of those concepts has been

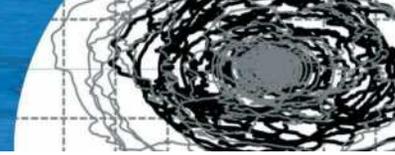
somehow forgotten, and philosophical reflections about the physical meaning of the complete process appear to have been jeopardized.

Bolotin (1960) divided the methods of analysis in Earthquake Engineering into three categories: (1) deterministic, (2) semi-empirical and (3) based on probabilistic methods. He proposed a fourth way inspired by the lack of information cumulated to that date, and the impossibility of a 'sharp' increase in the information in the near future. This fourth way consisted of assuming that the seismic action can be described by means of random functions of time which depend on a set of random parameters.

Most of the research done to date falls into the second and third categories (Anagnos and Kiremidjian, 1988; Mackie and Stojadinovic, 2004; Baker and Cornell, 2006; Uma *et al.*, 2010). Research which deals with uncertainty can be found in Baker and Cornell (2008) for the estimation of losses due to earthquakes, and suggested the use of Monte Carlo simulations. In the work done by Suzuki and Minai (1988), SDE are implemented for describing the equation of motion of SDOF systems subjected to random-nature ground motions like that presented later by Ditlevsen and Bognár (1993) for elasto-plastic SDOF oscillators. The last approaches somehow fit the fourth category of Bolotin (1960). However, none of them has considered the interaction of the system under study with the containing environment, which is an open system dynamics problem.

State of the current practice

More recent trends in Earthquake Engineering have resulted in design codes which include probabilistic approaches in terms of factors for amplifying the amplitude of the design spectrum. This is the case of the 'return period factor' R in the New Zealand Standard NZS1107.5 (Standards New Zealand, 2004). According to the NZS1107.0:2002 (Standards New Zealand, 2002), $R = 1$ corresponds to an earthquake whose intensity has an annual probability of exceedance of 1/500 in 50 years of expected life, (ULS for Importance Level 2 buildings). The R factor then is increased for lesser probabilities of exceedance, imposing a larger spectral demand. For 'very rare' earthquakes a factor $R = 1.8$ is required and associated with a probability of exceedance of 1/2500 in 50 years.



There are some philosophical problems with the latter approach. There is an ad-hoc assumption of randomness in the earthquake phenomenon which results in an ad-hoc use of randomness in engineering demand parameters. Additionally, deviations in the frequency content which characterizes the design spectrum of a site, defined by parameters like the corner period T_c of the displacement spectrum (Priestley *et al.*, 2007). It is worth noting that in Priestley *et al.* (2007), it is stated that the estimation of the parameter T_c is based on the statistics of different earthquakes which have occurred previously (semi-empirical).

The duration of the ground motion is not accounted for in modal spectral analysis, equivalent lateral force methods as well as nonlinear static methods (pushover), but it is accounted for in dynamic analysis methods (elastic or inelastic), where ground motion records are used. The relevance of the duration of the motion in a linear elastic dynamic analysis seems not to be as large as it can be in an inelastic analysis, the reason being that the mechanical properties of the structure vary during a nonlinear analysis, leading to completely different responses of a given structure when compared to the elastic counterpart model (Quintana-Gallo, 2008). Nevertheless, it is important to remember that a nonlinear numerical analysis can only be carried out after the design of the structure is ready. This method, in the context of displacement-based seismic design has been suggested for verification only. Therefore in current design only a snap-shot of the structure at a given limit state in terms of displacements (or forces) is being considered in the facts.

The estimation of the seismic intensity seems to have some philosophical issues. It is understood that the specification and the use of a certain way of representing a rational indicator of the seismic demand used for designing a structure is needed. It is recognized that the background for defining such an indicator is typically based on genuine information obtained during past earthquakes and based on considerations of the classical theory of dynamics of structures (Chopra, 2001). It is also recognized that efforts have been done in order to relate those indicators (numbers) to the damage observed during earthquakes where the data for developing that indicator has been obtained. However, no matter how much information can

be gathered throughout the history in order to improve the accuracy of that indicator, there is always the possibility of that indicator to be refuted on the unsafe side. Assume that the indicator is correct: as the damage suffered by structures during two subsequent seismic events normally differ from one to the other, it follows that the a priori establishment of an expected damage is not possible. A posteriori, the damage can be evaluated; the demand parameters compared with the previous estimations, and start another trial and error process, which is nothing more than the conjectures and refutations method for science proposed by Karl Popper (1963). The important part is to acknowledge the fact that to err is to succeed.

Ground motion recordings from historical earthquakes and spectral response

Ground motions due to earthquakes have been recorded since a relatively 'short time' in the human civilization time-scale, which is a 'very short time' in geological time-scale. Ground motion records of strong earthquakes are reported in the literature since the 1940's (Housner, 1947). The spectral response of those records and some that may have occurred in between, are reported in Housner *et al.* (1953), even though the concept of response spectra was introduced before by Biot (1943). From there onward, the exponential increasing in the technology has allowed seismic records to be obtained in many more locations and with better precision.

Derivations for a 'mean' or 'reasonably accurate' characteristic spectrum for a given location have been done for a long time, sometimes in a highly sophisticated fashion. Relatively recent attempts for considering the factual uncertainty in the spectral response to be used at a certain site, have used the theory of probabilities for addressing the problem, based on statistical inference (Baker and Cornell, 2006). In the following sections, one arbitrarily selected ground motion recorded during the Loma Prieta earthquake in Gilroy Array#5 station is used. As will be discussed later, the choice of a certain record may be almost irrelevant.

Equation of motion of a closed sdof system under ground motion excitations

The equation of motion for a damped single degree of

freedom SDOF mass with elastic restoring (stiffness) and viscous damping (dissipating) forces, with applications for structural earthquake engineering is well known. The body of mass m representing the system's inertial mass is connected to the containing system (environment) by means of a spring of stiffness k and a viscous damper with equivalent damping ratio d . This is illustrated in Figure 1.

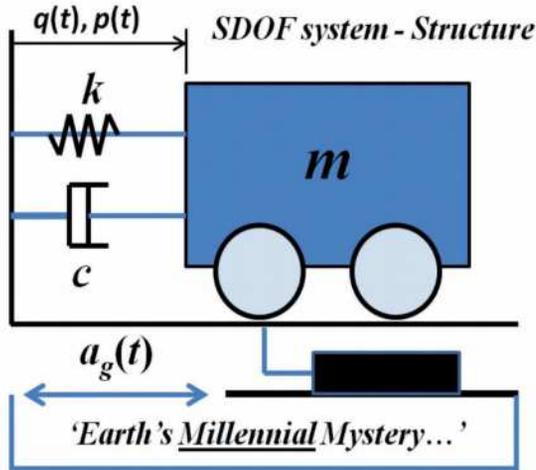


Figure 1: Single degree of freedom system with viscous damping subjected to earthquake ground accelerations

The equation which describes the motion of that system (response) under ground motion acceleration is given by equation (1), which can be re-written as equation (2).

$$m\ddot{q}(t) + c\dot{q}(t) + kq(t) = -ma_g(t) \quad (1)$$

$$\ddot{q}(t) + 2d\nu_n \dot{q}(t) + \nu_n^2 q(t) = -a_g(t) \quad (2)$$

where m is the inertial mass; c is the viscous damping; k is the stiffness; $a_g(t)$ is the ground acceleration; d is the critical damping; and ν_n is the system natural frequency of vibration. The term $q(t)$ denotes the system response in terms of position and its derivatives with respect to time are denoted by dots (system velocity and relative acceleration using single and double dots, respectively). The above classical equations may be synthesized as a first order system by introducing the vector variable

$$x(t) = \begin{pmatrix} q(t) \\ p(t) \end{pmatrix},$$

where $p(t) = m\dot{q}(t)$ denotes the momentum function,

and q_0 , v_0 , and p_0 are the initial conditions of position, velocity and momentum, respectively. Re-writing equation (1) in terms of $x(t)$, it becomes equation (3).

$$\dot{x}(t) = Mx(t) + b(t) \quad (3)$$

where,

$$M = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -k & -\frac{c}{m} \end{bmatrix} \text{ and } b(t) = \begin{Bmatrix} 0 \\ -ma_g(t) \end{Bmatrix}$$

Equation of motion of the sdf system from an open dynamical systems perspective

In Structural Dynamics the basic equation of motion of a SDOF system has been stated from Newton's mechanics. In this section, the problem is addressed from a different perspective which includes the interaction of the system with the surrounding environment. This interaction corresponds to an exchange of energy or momentum in this particular case.

The space of trajectories

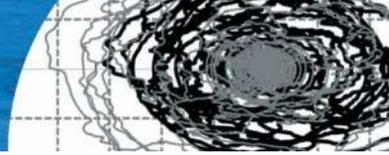
Interactions with the environment may produce important variations on the whole trajectory of the system ruled by (3). In order to construct the appropriate mathematical model, we need to consider the set Ω of all possible solutions of (3) denoted by $\omega: [0; \infty[\rightarrow \mathbb{R}^2$. Therefore, each element $\omega \in \Omega$ is a function of time, and for each $t \geq 0$, $\omega(t)$ is a vector in \mathbb{R}^2 such that:

$$\omega(t) = \begin{pmatrix} \omega_q(t) \\ \omega_p(t) \end{pmatrix}$$

Let us define the function $X_t: \Omega \rightarrow \mathbb{R}^2$, which corresponds to the state of the system, when following the trajectory ω . We also define $Q_t: \Omega \rightarrow \mathbb{R}$, and $P_t: \Omega \rightarrow \mathbb{R}$ as the functions of the position and momentum, respectively, so that $X_t = [Q_t, P_t]^T$. A trajectory $\omega \in \Omega$ corresponds to a possible solution of (3) if it satisfies (4) for all $t \geq 0$. Equation (4) corresponds to the integrated form of the solution, which can also be expressed in the differential form of equation (5).

$$X_t(\omega) = X_0(\omega) + \int_0^t (M X_s(\omega) + b(s)) ds \quad (4)$$

$$dX_t(\omega) = (M X_t(\omega) + b(t)) dt \quad (5)$$



This formulation is still limited to a closed system. In the next section the mathematical formulation as well as the physical background for describing the interaction of an open system with the containing environment is explained.

Opening the System

Let us now choose our basic space of trajectories Ω to allow for discontinuities, which enables the possibility of the system to experience impulses or sudden variations in the momentum. Assume that at a given time $t = t_0$ our system (or particle) collides with a number of small objects or particles. These collisions introduce instantaneous modifications on the momentum (force). Mathematically that variation on the momentum is given by a jump in the function of the momentum at time t_0 , such that: $\Delta P_{t_0}(\omega) = P_{t_0}(\omega) - P_{t_0^-}(\omega)$. From a physical point of view, we have changed our system so that we no longer have a single particle (body) but a two-particle (body) system.

In the new system the jump in the momentum of the first body is (-1) times the jump in the momentum of the second body, following the principle of conservation in the momentum. Assume that the magnitude of the jump in the momentum of the colliding body is $\gamma > 0$. Name $\zeta(\omega)$ its sign, such that $\zeta(\omega) = 1$ if the main body is pushed forward, and $\zeta(\omega) = -1$ if it is pushed backwards in this simple one-dimensional example. The jump in the momentum at $t = t_0$ in terms of the function defined previously is:

$$\Delta P_{t_0}(\omega) = \zeta(\omega)\gamma = \gamma\Delta V_{t_0}(\omega)$$

where $\Delta V_{t_0}(\omega)$ is the jump in the momentum occurring at a certain time t_0 , normalized by the magnitude. The continuous form of the function $V_t(\omega)$ is given by $V_t(\omega) = \zeta(\omega)1_{[t_0, \infty[}$ where $1_{[t_0, \infty[}$ is the Heaviside function at t_0 , which takes a value of 1 from $t = t_0$ to infinity. The function $t \rightarrow V_t(\omega)$ has finite variations on bounded intervals of the real line. Integration of a right-continuous function f , with respect to V is understood as:

$$F(t) = \int_0^t f(s)dV_s(\omega) = \sum_{0 < s \leq t} f(s)\Delta V_s(\omega)$$

which allows one to use the short-hand writing $dF = f(t)dV(t)$. Therefore, the equation of motion of the SDOF

system can be written as equation (6), with the initial conditions given by equation (7):

$$dX_t(\omega) = (MX_t(\omega) + b(t))dt + \sigma dV_t(\omega) \quad (6)$$

$$X_0(\omega) = x_0 = [q_0; p_0]^T \quad (7)$$

where $\sigma = [0; c]^T$ is the magnitude of the state perturbation in terms of an $|\mathbb{R}^2$ vector similar to $b(t)$, the ground motion excitation vector.

Let us now introduce the time sequence $(T_n)_{n \in \mathbb{N}}$ such that $T_n = nh$ and $h \in \mathbb{R}^+$ is the series time-step. Assume that the sequence of impulses takes place at times $T_1^h < T_2^h < \dots < T_n^h < \dots < T_N^h$. Then the process V_t becomes:

$$V_t^h(\omega) = \sum_{n=0}^{\infty} \xi_n(\omega) \mathbf{1}_{[T_n^h(\omega), T_{n+1}^h(\omega)[}(t) = \sum_{n=0}^{[t/h]} \zeta_n(\omega)$$

where the sequence $(\zeta_n(\omega))_{n \in \mathbb{N}}$ has values in $\{-1, 1\}$ for all n . Assume that the masses of the colliding particles (or bodies) are all identical, as well as their momentum γ , which is the classical assumption for Brownian motion. The dissipated energy during the collisions E is proportional to the square of the momentum, such that in this case:

$$E \propto \gamma^2 \sum_{n=1}^{\infty} |\zeta_n|^2 = \gamma^2 \left[\frac{t}{h} \right]$$

In order to keep the dissipated energy finite as $h \rightarrow 0$, we need to select γ proportional to \sqrt{h} , that is $\gamma = c\sqrt{h}$, where c is a constant. We now re-write (6) as equation (8) for the functional $X_t^h(\omega)$ where the superscript h has been added for recalling the relevance of this parameter.

$$X_t^h(\omega) = X_0^h(\omega) + \int_0^t (MX_s^h(\omega) + b(s))ds + \binom{0}{c} \sqrt{h} V_t^h(\omega) \quad (8)$$

Now we are faced with the following problem: on one hand the dissipative energy is $c^2 h [t/h]$, which is kept finite and tends to $c^2 t$ in the limit when $h \rightarrow 0$, but on the other hand there are currently no tools to prove that $X_t^h(\omega)$ converges. In order to cope with this problem it is necessary to modify the mathematical framework of the study by introducing probabilities via stochastic processes.

Application of probabilistic concepts and stochastic processes – classical white noise

In order to solve the limit problem stated in the previous sections, consider a probability measure $|\mathbb{P}$ on the space Ω for which the sequence $(\zeta_n(\omega))_{n \in \mathbb{N}}$ satisfies the following conditions:

- ζ_n is $|\mathbb{P}$ -independent of ζ_m for all m, n ;
- $|\mathbb{P}(\zeta_n = \pm 1)| = 1/2$ for all n .

Under this hypotheses we obtain the characteristic function, or Fourier transform of $W_t^h = \sqrt{h} \cdot V_t^h$, given by:

$$|\mathbb{E} \left(e^{iuW_t^h} \right) = \prod_{n=1}^{t/h} |\mathbb{E} \left(e^{iu\sqrt{h}\zeta_n} \right) = (\cos(u\sqrt{h}))^{[t/h]}$$

In the limit when $h \rightarrow 0$, the last expression takes the form of

$$\lim_{h \rightarrow 0} \mathbb{E} \left(e^{iuW_t^h} \right) = (1 - u^2 h/2)^{[t/h]} = e^{-\frac{u^2 t}{2}}$$

In Classical Probability Theory, the result stated above is known as the Central Limit Theorem for random variables of the form of W_t^h . The implication is that these variables converge in distribution towards a Gaussian (normal) random variable with zero mean and variance t . That result can be improved to prove that the family of processes W^h converges towards a Brownian motion (or Wiener noise), denoted as $(W_t, t \geq 0)$. It can also be proved that a limit equation of the form of equation (9) exists, which is a prototype of a stochastic differential equation (Rebolledo, 1979, 1980; Platen and Rebolledo, 1985).

$$dX_t(\omega) = (MX_t(\omega) + b(t))dt + \begin{pmatrix} 0 \\ c \end{pmatrix} dW_t(\omega) \quad (9)$$

In equation (9), c corresponds to the so called diffusion coefficient. This kind of equation is suitable for representing interactions due to small impulses occurring very often. During a seismic event there will certainly be interactions of this kind between the structure and the ground (earth) during non-destructive earthquakes.

Nevertheless, the greatest damage are the result of (to date) unpredictable earthquakes, which liberate a huge amount of energy. These events are geologically comparable to

those unpredictable major events related to non-periodic large eruptions in volcanoes, such as the Ruapehu volcano in New Zealand (Gamble *et al.*, 1999), a phenomenon which was explained using the theory of ODS.

Inspired by those findings, we select a more suitable kind of stochastic perturbation for implementation in structural dynamics. This is a Lévy process, which contains a Brownian motion portion as well as a discontinuous ‘jump’ process, understood to be more representative of the incidence of a major earthquake during the strong motion part of it. We consider the addition of a Poisson process to equation (9), as described in the next section.

Proposed Lévy process

Assume that during the strong part of the ground motion additional interactions in terms of variations in the momentum as well as the position due to the interaction with the environment are both distributed according to a Poisson process with parameter λ . This is the series of occurrence times that are given by $(\tau_n)_{n \in \mathbb{N}}$ such that these times are independent and exponentially distributed with parameter λ , such that their mean is $1/\lambda$. In order to estimate this parameter one can take the mean value of the time interval between the times where these additional perturbations take place during the strong part of the ground motion.

Let us introduce the process N_t which counts the additional impulses: $N_t(\omega) = n$ if and only if $\tau_n(\omega) \leq t \leq \tau_{n+1}(\omega)$. We now define the magnitude of the interaction of n -th quake as $Z_n(\omega) = [Z_n^q(\omega); Z_n^p(\omega)]^T$, where $Z_n^q(\omega)$ and $Z_n^p(\omega)$ are the position and momentum components of the additional impulse magnitude vector $Z_n(\omega)$, respectively. If the sequences $(Z_n^q)_{n \in \mathbb{N}}$ and $(Z_n^p)_{n \in \mathbb{N}}$ are both independent (for the scope of this paper) and identically distributed (according to a certain probability distribution) and we further assume that these magnitudes are independent of N_t , then the process defined in equation (10) is a Lévy process.

$$L_t(\omega) = \begin{Bmatrix} L_t^q(\omega) \\ L_t^p(\omega) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum_{n=0}^{N_t} Z_n^q(\omega) \\ \sum_{n=0}^{N_t} Z_n^p(\omega) \end{Bmatrix} \quad (10)$$



Adding the new set of interactions $L_t(\omega)$ into (9), we obtain equation (11), which represents a richer model for the open system dynamics, and it has a direct solution with the application of the Theorem 6.3.3 presented in Applebaum (2009).

$$dX_t(\omega) = (MX_t(\omega) + b(t))dt + \begin{pmatrix} 0 \\ C \end{pmatrix} dW_t(\omega) + dL_t(\omega) \quad (11)$$

A suitable numerical method for solving (11) is the Euler-Maruyana method (Kloeden and Platen, 1992), which can be simplified to solve (3).

Numerical simulation of the sdf system response using both approaches

In the following section, numerical simulations of the SDOF system response under study within the context of a classical and an open system dynamics approaches are presented. Only one seismic record was used, in light of the extremely unlikely event that the same ground motion occurs again in a future earthquake, and consequently the corresponding spectral response (Housner *et al.*, 1953; Goodman *et al.*, 1954; Bolotin, 1960).

Numerical solution of the equations of motion

For a given discretization of time $t_0 = T_0 < T_1 < \dots < T_n = T_N$ of the time interval $[t_0; T_N]$ and time interval $\Delta t = h$, an Euler-Maruyana approximation of equation (11) is a continuous time stochastic process $Y = \{Y(t), t_0 \leq t \leq T_N\}$ which satisfies equation (12), for $n = 0$ to $N - 1$.

$$Y_{n+1} = Y_n + (M Y_n + b_n)h + \begin{pmatrix} 0 \\ C \end{pmatrix} (W_{T_{n+1}} - W_{T_n}) + (L_{T_{n+1}} - L_{T_n}) \quad (12)$$

Assume the natural period of vibration of the oscillator is 1 s, the inertial mass $m = 1$, and a critical damping $d = 5\%$. Under these conditions, $k = 4\pi^2$, and $c = \pi/5$, which determines the matrix M . Initial conditions of the process are set to zero such that $Y_0(\omega) = X_0 = x(t = 0) = x_0$.

In order to define the vector $b(t)$, the ground motion shown in Figure 2 was used, recorded at Gilroy Array #5 station, during the Loma Prieta earthquake (CA 1989). The amplitude of the original record was scaled to a PGA = 1g, and the shape 'adjusted' to fit the New Zealand Standard (Quintana-Gallo *et al.*, 2011). The earthquake ground

motion is determined for all $t_n = 0, h, 2h \dots F$, where F corresponds to its duration, such that $F \leq T_N$, allowing for a free vibration at the end of the response.

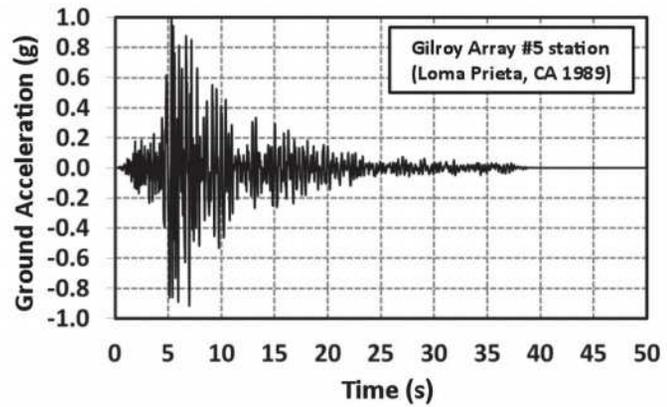


Figure 2: Ground motion acceleration input recorded at Gilroy array #5 station during Loma Prieta Earthquake, CA 1989

The response of the SDOF system in the context of classical dynamics is shown in Figure 3. The response is given in terms of displacements since they have been recognized to be one of the most important parameters in seismic design (Priestley, 1998, 2003; Priestley *et al.*, 2007) and also in terms of the phase state vector in time, described in the position – momentum domain. This response is unique from a mathematical perspective in the context of Newton's classical mechanics.

Open system responses with Brownian motion interaction (Wiener process)

The solution of the equation of motion of the system given in equation (12) includes a Brownian motion stochastic process only. This process also known as the Wiener process, was truncated at a time $F_f = 35$ s, when the ground motions approaches to rather small accelerations. From the infinity of responses that can be generated, two were selected and are presented in Figure 4. The coefficient of diffusion for Brownian motion is taken as $c = 1$.

In the graphs of Figure 4 it can be observed that, (1) the responses are all different from the classical counterpart, (2) they are all different from each other, (3) the shape remains similar and under certain limits, (4) the peak response is reached at approximately the same time in all cases, with fairly similar values. As will be show next, this is not the case when adding a complete Lévy process.

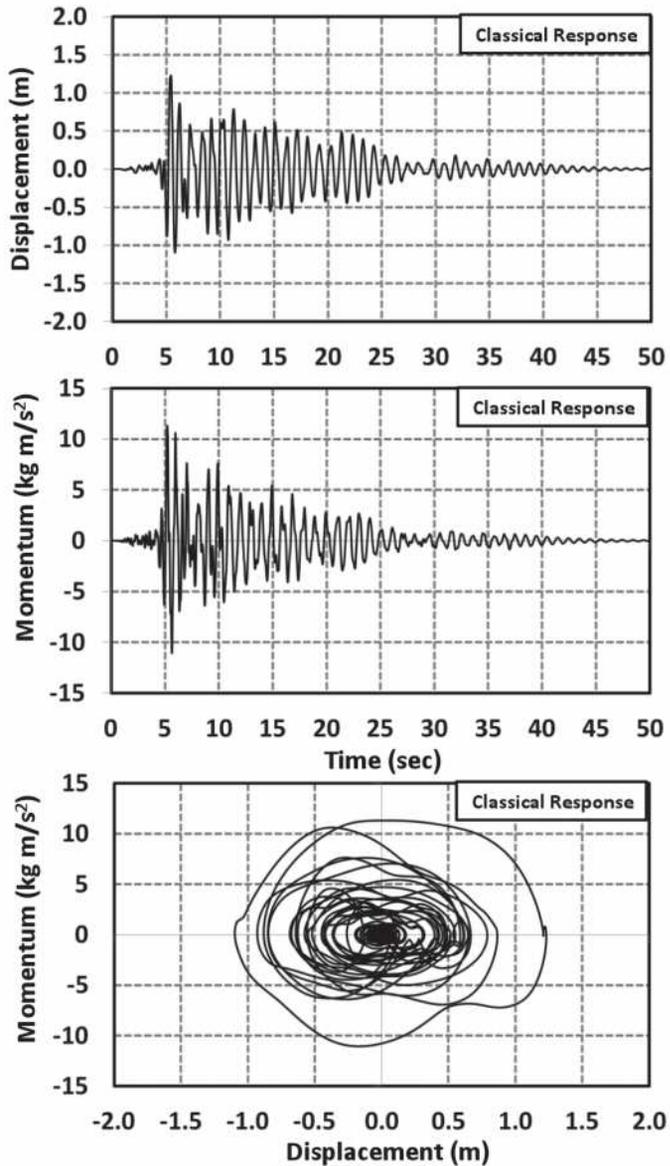


Figure 3: Numerical simulation of the response of the SDOF in a classical structural dynamics context

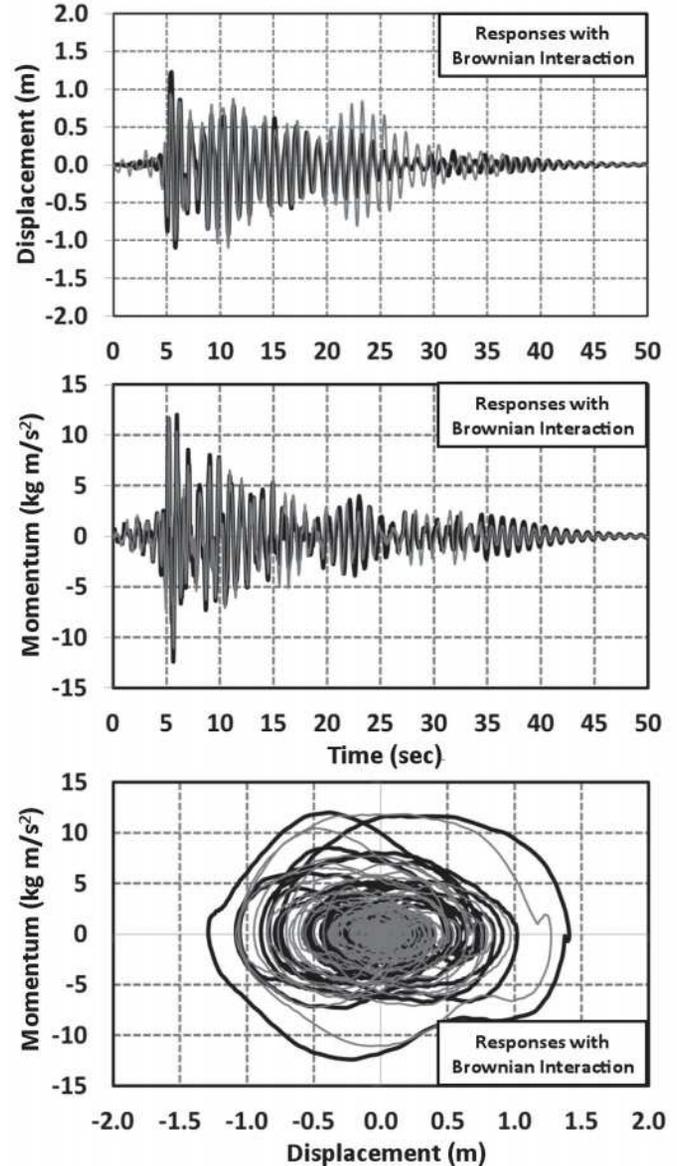


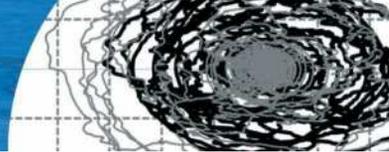
Figure 4: System response with additional Brownian motion only

Open system response with the proposed Lévy process interaction

In this section, the equation of motion with the complete Lévy process (Applebaum, 2004, 2009) was implemented. As this interaction is associated to that occurring during intense parts of the ground motion, when the exchange of energy is greater, they were associated to the strong motion part of the input motion only. This is in this case from 4.5 to 26 s as can be seen in Figure 2. Note that intensity in this case necessarily requires the existence of the system withstanding the actions imposed by seismic waves in

dynamical interaction with the system, as was remarked at the beginning of this article.

For the scope of this paper, which deals with a primitive formulation of ODS concepts applied to Structural Dynamics, the main parameters have been set to arbitrary numbers, but keeping in mind the order of magnitude of those assumptions. In future contributions, parametric analysis of these parameters in order to evaluate their influence on the response of the open system, and empirical data is used for estimating the parameters in accordance with physics considerations.



In this first approximation, the Poisson parameter was set to $\lambda = 3$, the magnitude of the displacement part of the magnitude was assumed to be represented by a normal distribution with mean value $Z_n^q = 0.01$ m and a standard deviation of 0.05 m (with the sign calculated as done for the Brownian motion), and the momentum part Z_n^p set to a Brownian component with coefficient $c = 1$ (see previous section).

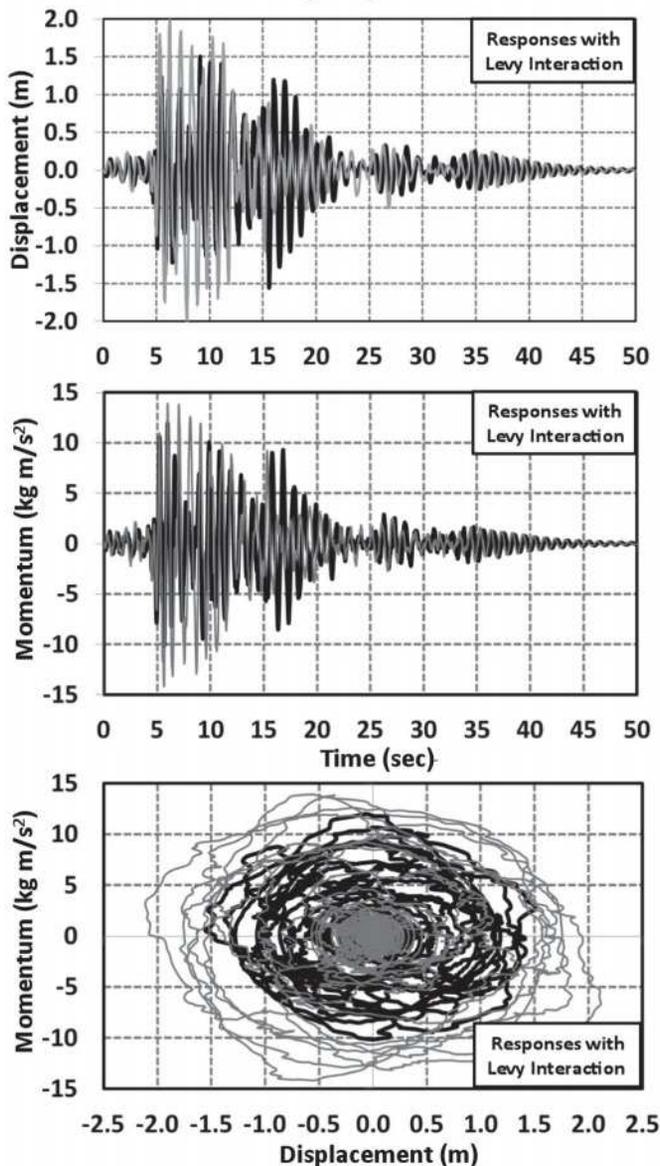


Figure 5: System response when using a Lévy process

In Figure 5, two of the infinite responses which represent a solution of equation (10) for the selected ground motion are presented. It can be observed that in this case: (1) the responses can differ significantly in shape from that predicted with only the classical and Brownian motion

approaches, (2) the predicted amplitude of the response can be larger and smaller than those predicted using the other two approaches, (3) two system's responses under the same process can differ significantly in shape and magnitude between each other.

The two responses presented in Figure 5 seem to be associated in nature to a large extent to the unpredictable, but delimited inside some limits at the same time. The latter can be understood in common terms as chaotic behavior. In this case, the chaotic behavior is a consequence of the interaction of the observed system with the containing environment, which must be accounted for in ODS.

Re-understanding Earthquake Engineering from an ODS perspective

We can understand Earthquake Engineering as the discipline which deals with the design of structures to withstand earthquakes of an uncertain nature safely. This requires the understanding of (at a minimum) Structural Dynamics and Seismology. Seismology is the discipline of Geological Sciences which deals with tectonic processes and earthquakes, and is expected to provide information about the seismic hazard at a given location.

Hazard analysis has been largely studied in the past and is still a matter of great discussion. Most of the time it is implicitly assumed that the most suitable records for a certain region correspond to those recorded previously on the same site. The intensity of these records is related normally to PGA or maximum S_a indicators, which are based on mean values recorded in the past. The latter can be described as a mix of Bolotin's (1960) second and third categories: semi-empirical and probabilistic, if conditional probabilities are being used.

Nevertheless, new earthquake events like those that occurred in Chile (27 February 2010) and New Zealand (22 February 2011) keep refuting our expectations based on what was recorded and observed before in the same place in terms of recorded ground motions and consequences (intensity) (Quintana-Gallo *et al.*, 2013a,b). We re-understand Earthquake Engineering by reviewing the Structural Dynamics behind a simple SDOF oscillator from an ODS perspective. We argue that there is not a

‘unique’ fully determined structural response of a SDOF subjected to a unique record, but there are many, like in quantum mechanics.

Conclusions

Inspired by the uncertainty involved in the structural engineering design process, the theory of open systems has been applied to Structural Engineering in a very basic way. The findings described in the previous sections open a new area of investigation in order to identify and mitigate the sources of uncertainty in Structural Dynamics. We believe that future research in this direction is plausible, in light of the arguments presented.

We argue that one may not be taking into account a large amount of complexity and uncertainty inherent to the problem of structural dynamics in current design, because we deal with closed systems which are not necessarily representative of reality. Therefore the revision of some earthquake engineering concepts by recalling its fundamentals and recognizing the uncertainty involved in the process needs to be addressed from alternative approaches. It is concluded that ODS represents an important tool for future investigations in the field of Earthquake Engineering, and can provide great insight into the uncertainty involved in the discipline.

Acknowledgements

The second author gratefully acknowledges partial support of PIA-ACT1112 grant ‘Stochastic Analysis Research Network’. The first author acknowledges the support of Spencer Holmes Limited and the Victoria University of Wellington for the use of their facilities. Special thanks to Dr. David Marc Carradine.

References

Anagnos, T. and Kiremidjan, A. (1988). A review of earthquake occurrence models for seismic hazard analysis. *Probabilistic Engineering Mechanics* **3**(1): 3-11

Applebaum, D. (2004). Lévy Processes—From Probability to Finance and Quantum Groups, *Notices of the AMS* **52**: 1336-1347

Applebaum, D. (2009). Lévy processes and stochastic calculus. *Cambridge Studies in Advanced Mathematics*, Vol. 116.

Baker, J.W. and Cornell, C. A. (2006). Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **35**: 1077-1095

Baker, J.W. and Cornell, C. A. (2008). Uncertainty propagation in probabilistic seismic loss estimation. *Structural Safety* **30**: 236-254

Biot, M.A. (1943). Analytical and experimental methods in engineering seismology. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* **108**(1), 365-385

Bolotin, V.V. (1960). Statistical theory of the aseismic design of structures. *Proceedings of the Second WCEE*, Tokyo, Japan, 1365-1373

Chopra, A. K. (2001). *Dynamics of structures. Theory and application to Earthquake Engineering*. Prentice Hall, New Jersey

Ditlevsen, O. and Bognár, L. (1993). Plastic displacement distributions of the Gaussian white noise excited elasto-plastic oscillator. *Probability Engineering Mechanics* **9**: 209-231

Fagnola, F., Rebolledo, R., and Saavedra, C. (1994). Quantum flows associated to master equations in quantum optics. *Journal of Mathematical Physics* **35**(1):1-12.

Gamble, J. A., Wood, C. P., Price, R. C., Smith, I. E. M., Stewart, R. B., Waight, T. (1999). A fifty year perspective of magmatic evolution on Ruapehu Volcano, New Zealand: verification of open system behaviour in an arc volcano. *Earth and Planetary Science Letters* **170**: 301-314.

Goodman, L.E., Rosenblueth, E. and Newmark, N.M. (1954). Aseismic design of elastic structures founded on firm ground. *Proceedings of the ASCE Structural Division*, Vol. 79, separate n. 239

Housner, G.W., Martel, R.R., and Alfred, J.L. (1953). Spectrum analysis of strong-motion earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America* **43** (2), 97-119

Housner, G.W. (1947). Characteristics of strong-motion earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America* **37** (2): 19-31

Kloeden, E. and Platen, E. (1992). *Numerical Solution of Stochastic Differential Equations*. Springer-Verlag, Berlin.



- Kossakowski, A. and Rebolledo, R. (2007). On non-Markovian time evolution in open quantum systems. *Open Systems & Information Dynamics* **14**(3), 265-274
- Lorenz, E. (1963). *Deterministic Non Periodic Flow*. MIT Press, Massachusetts, USA
- Mackie, K. and Stojadinovic, B. (2004). Improving probabilistic seismic demand models through refined intensity measures. Proceedings of the 13th WCEE, Vancouver, Canada.
- Platen, E., and Rebolledo R. (1985). Weak convergence of semimartingales and discretization methods. *Stochastic Processes and their Applications* **20**: 41-58
- Popper, K. (1963). *Conjectures and Refutations*. Roulledge, New York, USA
- Priestley, M.J.N. (1998). Displacement-based approaches to Rational Limit States Design of New Structures. *European Conference on Earthquake Engineering*. Paris, France.
- Priestley, M.J.N. (2003). *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering*. IUSS Press, Pavia, Italy
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press, Pavia, Italy
- Quintana-Gallo, P. (2008). *Analytical evaluation of damage in an RC building with T-shaped walls*. MSc thesis Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile
- Quintana-Gallo, P., Akguzel, U., Pampanin, S. and Carr, A.J. (2011). Shake table tests of non-ductile as-built and repaired RC frames. *Proceedings of the Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, paper 201
- Quintana-Gallo, P., Bonelli, P., Restrepo, J., Pampanin, P. and Carr, A.J. (2013)a. Seismic assessment of RC walls after the 27 February 2010 Maule Chile earthquake. Submitted to Journal of Earthquake Engineering
- Quintana-Gallo, P., Pampanin, P., Carr, A.J., Restrepo, J., and Bonelli, P. (2013)b. Seismic assessment of RC walls after the 22 February 2011 Canterbury New Zealand earthquake. under submission process for the Journal of Earthquake Engineering (companion paper).
- Rey-Bellet, L. (2006). Open Classical Sytems. In *Open Quantum Systems II*, The Markovian approach, 41-77, Springer, Berlin
- Rebolledo, R. (2004). Open quantum systems and classical trajectories. In *Stochastic Analysis and Mathematical Physics (SAMP/ANESTOC 2002)*, 141–164. World Sci. Publishing, River Edge, NJ.
- Rebolledo, R. (1979). La méthode des martingales appliquée à l'étude de la convergence en loi de processus. *Mémoires de la Société Mathématique de France* **62**, i-v, 1-125
- Rebolledo R. (1980). Central limit theorems for local martingales. *Zeitschrift für Wahrscheinlichkeitstheorie und Verwandte Gebiete* **51**: 269-286
- SEAOC (1995). Performance based seismic engineering of buildings. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.
- Standards New Zealand (2002). NZS1170.1 - Structural design actions: Part 1, General Principles. Wellington, NZ.
- Standards New Zealand (2004). NZS1170.5 – Structural design action: Part 5, Earthquake Actions. Wellington, NZ.
- Strogatz, S. (1994). *Nonlinear Dynamics and Chaos*. Westview Press, Cambridge MA, USA
- Suzuki, Y., and Minai, R. (1988). Application of stochastic differential equations to seismic reliability analysis of hysteretic structures. *Probabilistic Engineering Mechanics* **3**, n.1, 43-52
- Uma, S.R., Pampanin, S. and Christopoulos, C. (2010). Development of a probabilistic framework for performance-based seismic assessment of structures considering residual deformations. *Journal of Earthquake Engineering* **14**(7): 1092-1111
- von Bertalanffy, L. (1950)a. An Outline of General System Theory. *British Journal of the Philosophy of Science* **1**: 134-164
- von Bertalanffy, L. (1950)b. The Theory of Open Systems in Physics and Biology. *Science* **111**: 23-29

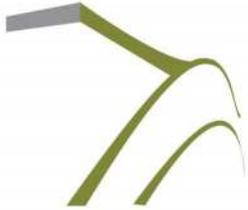
Guía para publicar en Obras y Proyectos

1. Los artículos enviados deben ser originales y no haber sido publicados antes ni estar en proceso de revisión por otra publicación. Una vez que el artículo es recibido conforme a los puntos detallados más abajo, éste será enviado a revisores externos, expertos en los temas específicos que trata el artículo. Los autores tienen la responsabilidad de reconocer y declarar cualquier conflicto de intereses que pudiera sesgar su trabajo, por ejemplo, indicando fuentes de financiamiento y apoyo.
2. El artículo deberá tener una extensión máxima de 8000 palabras. No se exige un formato específico, pero se sugiere usar tamaño de letra 12, tipo de letra 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:

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

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

Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Spon Press
6. Las tablas y fórmulas (ecuaciones) deberán ser numeradas secuencialmente en el mismo orden en que aparecen en el texto, con números arábigos y haciendo referencia a ellas como: Tabla 1, Tabla 2, fórmula (1), (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).
7. Las figuras pueden incluir gráficos, esquemas y diagramas. Las figuras deben enviarse en una condición lista para su publicación, con calidad de impresión láser. Si son fotografías, deben ser de alta calidad. Deben numerarse en forma secuencial: Figura 1, Figura 2 o Foto 1, Foto 2, etc. y su título deberá colocarse en la parte inferior. Las figuras deberán ser mencionadas dentro del texto antes de que aparezcan.
8. Las opiniones vertidas en los artículos publicados en Obras y Proyectos son de exclusiva responsabilidad del autor o los autores de los mismos y no reflejan necesariamente los puntos de vista del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción.
9. El envío de un artículo a la revista Obras y Proyectos implica que los autores aceptan transferir el derecho de autor de sus artículos a la 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.



Número Especial Geosintéticos

Themed Issue on Geosynthetics

Editor: Dr. Ricardo Moffat, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Presidente IGS Chile

Obras y Proyectos está planificando un número especial para el comienzo de 2015 dedicado a Geosintéticos

Hoy en día es prácticamente inevitable el extensivo uso de materiales geosintéticos en la construcción de obras, por ejemplo viales y mineras, para drenaje y refuerzo, entre muchas otras aplicaciones. Este número especial de Obras y Proyectos busca compartir conocimientos y avances que se están desarrollando ya sea en investigación como en aplicaciones prácticas. Se abordan métodos de diseño y herramientas para solucionar problemas relacionados con la Ingeniería Civil.

Tópicos principales:

Aplicaciones viales • ferroviarias • mineras • fluviales • marítimas • refuerzo de suelos • muros • taludes • fundaciones • aplicaciones ambientales • vertederos • tratamiento de aguas residuales • drenaje • filtración • barreras • propiedades de los geosintéticos • durabilidad • construcción

Invitación a autores

Para el envío de artículos o solicitar información, por favor enviar emails a: oyp@ucsc.cl
Visite www.oyp.ucsc.cl y www.scielo.cl/oyp

Plazo de envío es el 1 de diciembre 2014

Obras y Proyectos is planning a themed issue for the beginning of 2015 dedicated to Geosynthetics

Nowadays the widespread use of geosynthetics materials is practically unavoidable in construction works, mainly in roads and mining for drainage and reinforcement, among many other applications. This special issue of Obras y Proyectos will allow sharing knowledge and advances which are being developed in research and in practical applications. It will address design methods and tools, aimed to solve problems related to Civil Engineering.

Main topics:

Road applications • railroads • mining • rivers • harbours • soil reinforcement • walls • slopes • foundations • environmental applications • landfills • wastewater treatment • drainage • filtration • liners • geosynthetics properties • durability • construction

Invitation to authors

To submit manuscripts or to request information, please email to: oyp@ucsc.cl
Visit www.oyp.ucsc.cl, www.scielo.cl/oyp

Deadline for submissions, 1st December 2014



UNIVERSIDAD CATOLICA
DE LA SANTISIMA CONCEPCION



MAGISTER EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA

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

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

The Sutton Trust. Think tank organisation

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

Postgraduate Premium report

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

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

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

Ground Engineering, March 2013



Consulta tu postulación al MIG en:
www.civil.ucsc.cl/magister/financiamiento
palarcon@ucsc.cl
+56 2 234 5852



TIRAPEGUYRAMOS

CONSTRUCCION Y MONTAJE

9 niveles
(2 subterráneos)

9.800 m²

Calefacción con
intercambiador
tierra aire

2 Ascensores
de alta
capacidad y
panorámicos.
Únicos en
Concepción.

Auditorio con capacidad
para 256 personas

Edificio Monseñor
Ricardo Ezzati
UCSC

Avda. Michaihue N° 35,
San Pedro de la Paz
T: 41-2278868
info@tirapeguyramos.cl
www.tirapeguyramos.cl