

Comportamiento de estructuras antisísmicas durante el terremoto del maule y su posible efecto en las normas de diseño sísmico en Chile

José Luis Almazán¹

Resumen

El 27 de Febrero del 2010, un terremoto de magnitud M_w 8.8 ocurrió frente a la costa de la región del Maule en Chile. El epicentro se ubicó en (35.909°S, 72.733°W), a una profundidad de 35 km aproximadamente. La falla se propagó en forma bilateral, alcanzando una longitud del orden de 600 km, cubriendo una región más extensa a la estimada como zona de "silencio sísmico". El sismo alcanzó gran intensidad desde Valparaíso hasta Temuco. Un gran tsunami afectó la zona costera entre Iloca y Tirúa. El número de víctimas fatales no ha sido aún confirmado, pero sería cercano a las 500 personas. Según estimaciones del Ministerio de Obras Públicas, el costo asociado a reponer o reparar las obras de infraestructura sería de aproximadamente 1.200 millones de dólares. Los sectores productivos también han sido muy afectados, especialmente la industria forestal y vitivinícola. La minería en cambio, no tuvo mayores problemas. Las aceleraciones máximas registradas en Concepción alcanzaron entre 0.6g y 0.9g, mientras que en Santiago varían entre 0.2g y 0.5g. Dada la gran magnitud del evento, el comportamiento general de las estructuras antisísmicas ha sido muy bueno. Sin embargo, algunas estructuras de construcción reciente tuvieron serios daños, tanto estructurales como en sus contenidos. En razón de su importancia, se presentan en este artículo los problemas observados en cuatro tipos de estructura: (a) edificios habitacionales de hormigón armado entre 15 y 30 pisos; (b) edificios de albañilería de bloques de hormigón; (c) estanques de almacenamiento de vino de acero inoxidable; y (d) estructuras equipadas con dispositivos de aislación sísmica. Como colorario, se discute sobre las implicancias que este terremoto podría tener en los códigos de diseño sísmico en Chile, tanto en estructuras convencionales como en estructuras equipadas con dispositivos de protección sísmica.

Palabras clave: Terremoto del Maule. Daño estructural. Falla por flexo-compresión. Sistemas de protección sísmica. Normas de diseño sísmico.

^{1*} PhD, Associate Professor, Pontificia Universidad Católica de Chile Vicuña Mackenna 4860, Macul, Santiago de Chile.

1 Introduccion

El 27 de Febrero del 2010, un terremoto de magnitud M_w 8.8 ocurrió frente a la costa de la región del Maule en Chile. Según el EINC el epicentro se ubicó en las coordenadas 35.909°S y 72.733°W , a una profundidad de 35 km aproximadamente. La falla se propagó en forma bilateral, alcanzando una longitud del orden de 600km, cubriendo una región aún más extensa a la estimada como *zona de silencio sísmico* (Ruegg J. et al, 2009). El sismo alcanzó gran intensidad desde Valparaíso hasta Temuco. Un gran tsunami afectó la zona costera entre Iloca y Tirua.

Abundante información sobre el terremoto se puede encontrar en el sitio web del Servicio Sismológico de la Universidad de Chile (<http://ssn.dgf.uchile.cl/index.php>), y del Servicio Geológico de USA (<http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2010/us2010tfan>). La Figura 1a muestra la magnitud de los deslizamientos en la zona de falla, estimados por el USGS mediante un algoritmo de inversión de un modelo de falla finita (Ji et al, 2002), usando registros digitales de la Red Sismográfica Global (Global Seismographic Network, GSN). Se pueden observar dos grandes *asperezas*: una situada en la zona epicentral y otra aproximadamente a 250km hacia el Norte. En estas zonas, marcadas con color rojizo, se habrían producido deslizamientos entre 10 m y 14 m. Se indican también los hipocentros de las réplicas registradas hasta el 2 de Marzo del 2010, demarcando una longitud de falla de aproximadamente 600km. La Figura 1b muestra el mapa de aceleraciones máximas estimadas por el USGS.

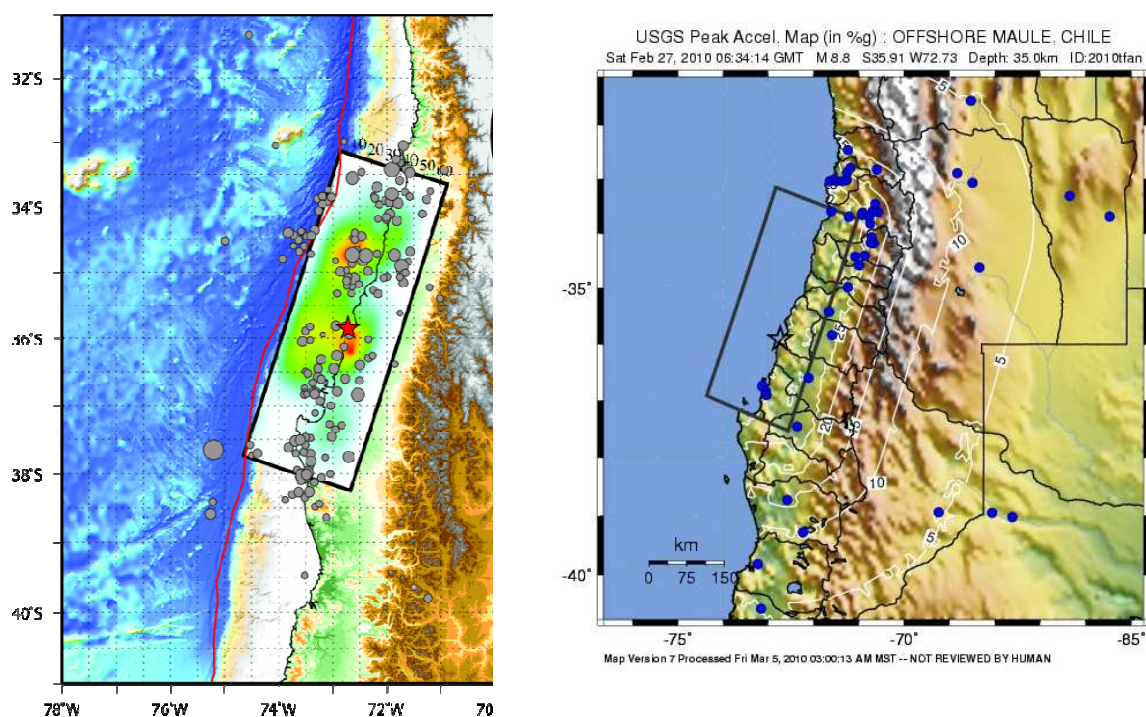


Figura 1: Información procesada por el USGS con registros de la Red Sismográfica Global (GSN broadband waveforms): (a) magnitud de los deslizamientos en la zona de falla y ubicación de los hipocentros de las réplicas (hasta el 02-03-2010) ; (b) curvas de aceleraciones máximas.

Desde el punto de vista sismológico, una de las enseñanzas más valiosas que ha dejado este terremoto, se relaciona con el registro de las deformaciones cosísmicas usando redes de sensores GPS. A través de un proyecto internacional liderado por la Universidad de Ohio (Central and Southern Andes GPS Project, OahioStateUniversity, <http://researchnews.osu.edu/archive/chilequakemap.htm>), se han estimado los campos de desplazamiento cosísmico en el sur de Sudamérica originados por el terremoto del 27 de Febrero (en adelante 27F). Los valores máximos alcanzan aproximadamente 300 cm en la ciudad de Concepción. Inclusive, se han podido medir desplazamientos entre 2 cm y 4 cm en la ciudad de Buenos Aires. Estas deformaciones de la corteza corresponderían casi en un 100% al rebote elástico de la Placa Sudamericana.

En cuanto a los registros de aceleración del terremoto, hasta la fecha se han reportado 17 registros digitales. Los registros analógicos están en proceso de digitalización. La Tabla 1 muestra los valores máximos de aceleración horizontal y vertical proporcionados por la red Renadic del Departamento de Ingeniería Civil (Bosroschek R., et al, Abril 2010) y por el Servicio Sismológico (Barrientos S., Mayo 2010) de la Universidad de Chile. La Figura 2 muestra los espectros de pseudo-aceleración para las tres componentes de dos registros sísmicos del terremoto del 27F. A modo de comparación, aparece el espectro de diseño de la norma Nch433 para suelo tipo 2 y zona 2

(NCh433.Of93). Se puede observar que la demanda elástica de este evento excede en general a las previsiones de la norma Nch433, tanto en intensidad como en contenido de frecuencia, lo que hará necesario revisar estos espectros en el futuro próximo.

Tabla 1: Valores máximos de aceleración registradas en 17 estaciones

Estación	Aceleración Máxima Horizontal(g)	Aceleración Máxima Vertical (g)
Santiago, Univ. de Chile ⁽¹⁾	0.17	0.14
Santiago, Estación Metro Mirador ⁽¹⁾	0.24	0.13
Santiago, CRS Maipú ⁽¹⁾	0.56	0.24
Santiago, Hospital Tisné ⁽¹⁾	0.30	0.28
Santiago, Hospital Sótero del Río ⁽¹⁾	0.27	0.13
Santiago, Cerro Calán ⁽²⁾	0.23	0.11
Santiago, Campus Antumapu ⁽²⁾	0.27	0.17
Santiago, Cerro Santa Lucía ⁽²⁾	0.34	0.24
Santiago, Colegio Las Américas ⁽²⁾	0.31	0.16
TilTil, Cerro El Roble ⁽²⁾	0.19	0.11
San José de Maipo ⁽²⁾	0.48	0.24
Melipilla ⁽²⁾	0.78	0.39
Olmue ⁽²⁾	0.35	0.15
Casablanca ⁽²⁾	0.33	0.23
Viña del Mar , Puente Marga-Marga ⁽¹⁾	0.35	0.26
Viña del Mar, Centro ⁽¹⁾	0.33	0.19
Hospital de Curicó ⁽¹⁾	0.47	0.20
Concepción, Colegio San Pedro ⁽²⁾	0.65	0.58
Hospital de Valdivia ⁽¹⁾	0.14	0.05

(1) Reporte RENADIC (Univ. de Chile); (2) Informe Técnico Servicio Sismológico (Univ. de Chile)

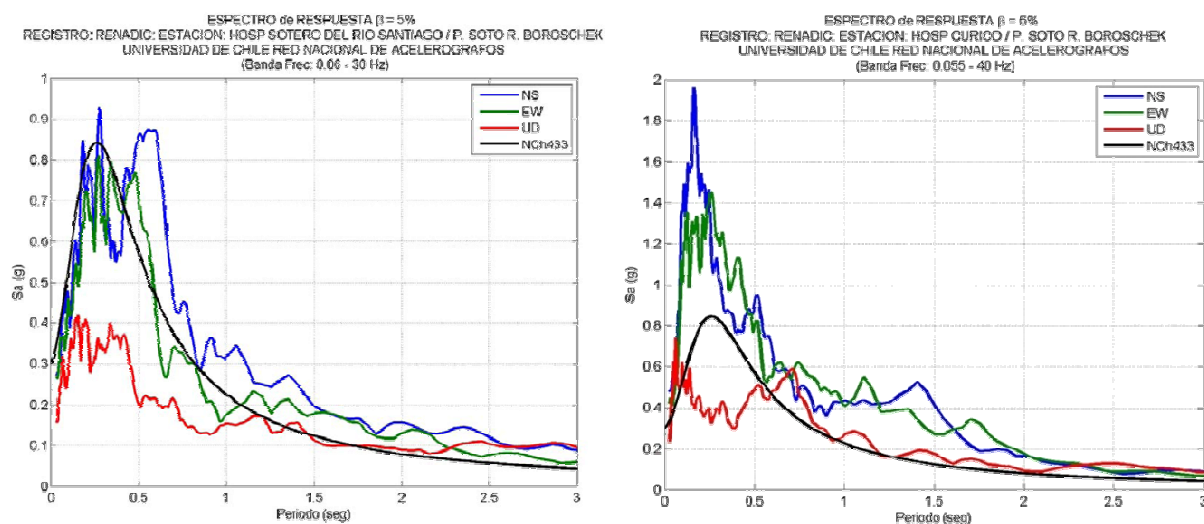


Figura 2: Espectros de pseudo-aceleración para las tres componentes del movimiento del suelo: (a) Hospital Sótero del Río (Santiago); y (b) Hospital de Curicó.

Numerosas delegaciones extranjeras llegaron a Chile pocos días después del terremoto del 27F. Con el apoyo de profesionales, alumnos y académicos chilenos, estas delegaciones colaboraron con las tareas de emergencia, produciendo a su vez abundante y valiosa información en base a observaciones de terreno. Parte de esta información se encuentra ya disponible para la comunidad internacional. Desde el punto de vista de la Ingeniería Civil, podemos destacar los reportes del GEER (Geo-engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake, May 2010) y del EERI (EERI Special Earthquake Report, June 2010).

Dada la gran magnitud del evento, el comportamiento de las estructuras antisísmicas ha sido muy bueno en general. Sin embargo, algunas construcciones recientes tuvieron serios daños, tanto en su estructura como en su contenido. Se presentan en este artículo algunos de los muchos temas relevantes relacionados con el comportamiento de estructuras antisísmicas durante el terremoto del 27F. En el Capítulo 2 se reportan los daños observados en edificios de hormigón armado, todos ellos construidos con posterioridad al año 2003. En el Capítulo 3 se analiza el comportamiento de edificios de albanilería armada (no confinada) de bloques de hormigón, tipología muy usada en Chile como vivienda social. En el Capítulo 4 se reportan los importantes daños producidos en los estanques de almacenamiento de vino de acero inoxidable. En el Capítulo 5, se analiza el excelente desempeño de las estructuras equipadas con dispositivos de aislación sísmica que hoy existen en Chile. Finalmente, en el Capítulo 6 se discute sobre las implicancias que este terremoto podría tener en los códigos de diseño sísmico en Chile, tanto en estructuras convencionales como en estructuras equipadas con dispositivos de protección sísmica. Es importante aclarar que el contenido de este

artículo es mas bien informativo, ya que estudios más profundos y detallados están recién en desarrollo.

2 Daños observados en edificios de muro de H^oA^o

Por diversos motivos, los edificios estructurados en base a muros de H^oA^o son muy comunes en Chile. Durante el terremoto del año 1985 (M_w=7.8), estas estructuras tuvieron un excelente desempeño. El éxito fue atribuído a la regularidad y redundancia estructural, como también a la (relativamente) elevada densidad de muros de estas estructuras, típicamente entre el 2% y 3% del área de la planta. Las disposiciones de análisis y diseño de la norma Nch433 (NCh433.Of93), recogen en gran medida esta experiencia (Hidalgo P., y Arias A., 1993). Los redactores de esta norma insistieron en la conveniencia de no abandonar las prácticas de estructuración y construcción sismorresistente empleadas hasta ese momento en Chile.

Por la información que se dispone actualmente, los edificios que mantuvieron esta *tradición* tuvieron un muy buen comportamiento durante el terremoto del 27F. A pesar de que no se han reportado daños estructurales de consideración en estas estructuras, algunos edificios sí presentaron daños de distinta magnitud en dinteles y losas de acoplamiento. El comportamiento de losas de acoplamiento en edificios de muro de H^oA^o ha sido estudiado tanto analítica (Paulay T., and Taylor R., 1981; Coull A., and El Hag A., 1975; Zuñiga M., 2005; Tapia S., et al, 2010) como experimentalmente (SchwaighoferJ., and Collins M., 1977). Sin embargo, no se han encontrado referencias relacionadas al comportamiento conjunto de dinteles y losas de acoplamiento.

La Figura 3a muestra dinteles fallados por corte en un edificio habitacional de veinte pisos de la ciudad de Talca. Nótese que la fisuración iniciada en el dintel se propaga hacia la losa. La estructura principal de muros no presentó ningún daño. Un caso notable ocurrió en un edificio de cinco pisos de la ciudad de Talca. Aunque la estructura principal no presentó daños de consideración, uno de los ejes resistentes perimetrales (posiblemente por efectos torsionales) tuvo daños importantes en vigas y losas de acoplamiento. Estos daños aumentan notablemente hacia los pisos superiores. La Figura 3b muestra el estado en que quedaron la viga de acoplamiento y la losa del último piso. La grieta, entre 10 mm y 15 mm de espesor, atraviesa toda la losa, cuyas armaduras están dobladas e incluso algunas de ellas cortadas.



Figura 3: Daños en dinteles y losas de acoplamiento en Talca. (a) edificio habitacional de 20 pisos; (b) edificio público de 5 pisos.

Es importante señalar que, a pesar de los daños observados en dinteles y losas de acoplamiento, este mecanismo de disipación de energía (aunque no diseñado con tal propósito) ayudó a que la estructura principal de muchos edificios permaneciera prácticamente elástica, lo que podría aprovecharse en el futuro usando dinteles con disipadores de energía (CHUNG, H., et al, 2009; NAVARRETE, D., 2009).

Lamentablemente, edificios cada vez más irregulares y/o con menor densidad de muros se fueron construyendo con mayor frecuencia en Chile. En el orden de 50 edificios entre 10 y 30 pisos de altura, construidos con posterioridad al año 2003, tuvieron serios daños durante el terremoto del 27F. A manera de ejemplo, se presentan daños en cuatro edificios representativos. La Figura 4 muestra dos edificios de aproximadamente 20 pisos declarados inhabitables en la ciudad de Santiago, donde se aprecia la típica falla por flexo-compresión, con desprendimiento del hormigón y barras longitudinales pandeadas y/o fracturadas. La Figura 5 muestra dos edificios de la ciudad de Concepción con el mismo tipo de falla, pero en este caso con orden de demolición.

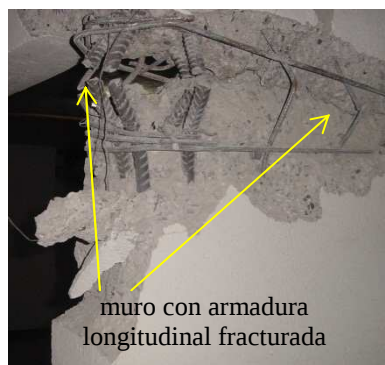
En la gran mayoría de estos edificios la falla se concentró en uno de los pisos inferiores, permaneciendo el resto prácticamente sin daño. Estas fallas se pueden atribuir, inicialmente, a las

siguientes causas: (i) grandes esfuerzos axiales en los bordes de los muros, debido a la relativamente alta esbeltez en la dirección corta del edificio y al reducido espesor de los muros (típicamente 20 cm en pisos inferiores); (ii) falta de confinamiento en los bordes por insuficiencia y/o por mal doblado de estribos (ganchos a 90° y no a 135°); (iii) irregularidad vertical (setback) por interrupción o disminución del largo de los muros en el nivel de los estacionamientos; y (iv) gran duración de la parte intensa del sismo (entre 40s y 60s), provocando numerosos ciclos de incursión inelástica, acrecentando y propagando la falla a todo lo largo del muro (ver Figura 4b).

Del total de edificios de H^oA^o que sufrieron daño significativo, sólo cuatro colapsaron. Dos de ellos son edificios habitacionales muy similares ubicados en la Comuna de Maipú, Santiago. Se trata de los condominios Don Tristán y Don Luis, terminados en el año 2005 y 2007, respectivamente, con 4 pisos más un nivel de estacionamientos en la parte posterior (Figura 6a,b). La falla se produjo en las columnas (muros cortos) situados en el eje externo de los estacionamientos, donde existe una fuerte asimetría en planta, además de la ya mencionada irregularidad vertical. Es importante destacar que la mayor densidad de daños observada en Maipú (en relación a otras comunas de Santiago), podría deberse a efectos de amplificación sísmica, como lo indican las altas aceleraciones (0.5g) registradas en la zona.

El tercer edificio colapsado está situado en la calle O'Higgins 241, Concepción. Se trata de un edificio de oficinas terminado a fines del año 2009, en ese momento el más alto de la ciudad con 22 pisos y 73 m de altura, aproximadamente. La Figura 6c muestra una vista en la dirección larga del edificio, donde se aprecia el colapso parcial del piso 12, que coincide con un cambio de rigidez en altura (setback). La Figura 6d muestra una vista en la dirección corta, donde pueden observarse las fallas de corte en los muros perforados. Es posible que además de la discontinuidad vertical mencionada, se hayan producido efectos torsionales, típicos en edificios de esquina. De hecho los planos resistentes perimetrales interiores (con menos perforaciones) resistieron con muy poco daño, el cual se concentró en la *esquina flexible*. Se desconoce por ahora si este edificio será demolido total o parcialmente.

(a)

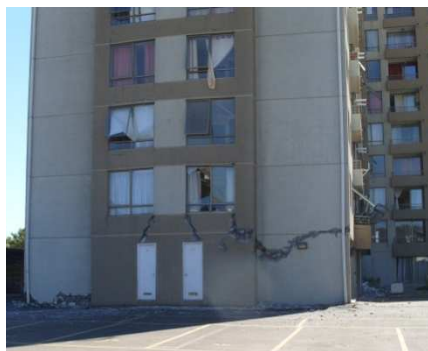


(b)



Figura 4: Edificios habitacionales de la ciudad de Santiago con daño severo en el nivel de estacionamientos: (a) edificio A (falla en nivel -1); y (b) edificio B (falla en nivel 1).

(a)



(b)



Figura 5: Edificios habitacionales de la ciudad de Concepción con daño severo en el nivel de estacionamientos: (a) edificio C; y (b) edificio D. (Fotos: Gilda Espinoza y Alvaro Suazo).



Figura 6: Edificios de H°A° colapsados durante el terremoto del 27F: (a, b) Condominios Don Tristán y Don Luis (Santiago); (c, d) Torre O'Higgins (Concepción); y (e, f) Edificio Alto Río (Concepción).

Finalmente, la Figura 6e,f muestra el único edificio de H°A° que colapsó completamente durante el terremoto del 27F. Se trata del edificio Alto Río de Concepción, con 15 pisos de altura más un subterráneo. El edificio volcó hacia atrás debido a una falla masiva en los muros del primer piso. No se conocen con certeza las causas del colapso, aunque es posible que la discontinuidad de los muros perimetrales en el primer piso, como también su reducido espesor (20 cm, Figura 6f) hayan sido factores determinantes. Tampoco pueden descartarse efectos torsionales debidos a la forma alargada de la planta (relación 1 a 5 aproximadamente), y a una excentricidad de masa dado que el edificio tenía 2 pisos más en uno de sus extremos. Como fondo de la Figura 6e se observa un

edificio de 25 pisos recién terminado, que en apariencia sólo tiene daños menores en dinteles de acoplamiento (no se ven en la fotografía). Este edificio fue fundado sobre pilotes de 18 m de profundidad, considerando suelo Tipo 3 en el diseño sísmico, mientras que el edificio Alto Río tenía fundación superficial, siendo (presumiblemente) diseñado con suelo Tipo 2 (GEER report, 2010).

3 Comportamiento de edificios de albañilería armada de bloques de cemento

Los edificios estructurados en base a muros de albañilería son muy comunes en Chile, especialmente en complejos habitacionales de baja altura. En general estas estructuras tuvieron un excelente comportamiento durante el terremoto del 27F, en especial las construcciones en base a muros de albañilería confinada. La única lamentable excepción fue el colapso de dos blocks de 3 pisos de vivienda social en la ciudad de Constitución (Comunidad Cerro O'Higgins), donde fallecieron 8 personas. Este colapso sería atribuible, en principio, a la mala calidad de la construcción y malas condiciones del suelo.

En este artículo sólo se presentarán los daños observados en algunos edificios de albañilería armada de bloques de cemento. La Figura 7 presenta los daños en un complejo habitacional de blocks de 5 pisos, situado en la ciudad de Santiago y construídos en el año 2005. La planta es alargada, con relación de lados 1 a 4, aproximadamente. Los bloques 1 a 5 fueron declarados inhabitables, siendo el N°1 el más dañado. Se produjeron fallas de corte en los machones situados entre las ventanas de los ejes longitudinales externos (Figura 7b,c), siendo mucho más severas en los pisos 2 y 3. Los ejes resistentes transversales no presentaron daños apreciables. Se puede observar la falta de recubrimiento de las armaduras longitudinales (Figura 7d,e). La norma Nch1928 (Nch1928.Of93), que rige el diseño y construcción de estas estructuras, establece en el Capítulo 6.1.4 que: "*Todas las barras deben estar embebidas en hormigón de relleno o en mortero de juntas*". Es interesante notar que frente a estos edificios existe otro complejo habitacional de albañilería confinada de 5 pisos, dos años más antiguo, que no presentó ningún daño.

La Figura 8 muestra los daños que se produjeron en un gran complejo de viviendas sociales contruídas por el Servicio Nacional de Vivienda y Urbanismo (SERVIU) en 1998, en la ciudad de Rancagua. El complejo está formado por alrededor de 100 blocks de 4 y 5 pisos de altura (Fig. 8a), de los que resultaron damnificadas 3000 personas aproximadamente. No hubo colapsos, pero sí daños graves en un alto porcentaje de los edificios. Los blocks de 4 pisos están construídos enteramente en albañilería armada, produciéndose la falla en el primer piso. Por su parte, los blocks

de 5 pisos tienen su primer piso de hormigón armado, en este caso, la falla se produjo en el segundo piso. La Figura 8b,c muestra fallas por corte a través del mortero de junta en blocks de 4 pisos, mientras que la Figura 8d,e muestra una falla por corte que involucra tanto al mortero de junta como a los bloques de cemento. Nótese además el deterioro en los extremos del muro, dejando en evidencia el defectuoso llenado de los huecos verticales en (al menos) uno de los bordes.

Es importante recordar que la principal causa de falla observada en muros de albañilería armada durante el terremoto de 1985, fue la baja resistencia del mortero de junta (CRUZ, E., et al, 1988). En los dos casos mostrados anteriormente, es muy posible que la causa sea la misma, donde la baja resistencia se puede atribuir tanto a la mala calidad del mortero en sí, como a una mala práctica constructiva (o ambos). En este sentido, debe mencionarse que las viviendas sociales de Rancagua mostradas en la Figura 8, ya tuvieron serios problemas de filtración de agua por lluvia, lo cual podría indicar que la calidad de la obra ejecutada no fue la adecuada.

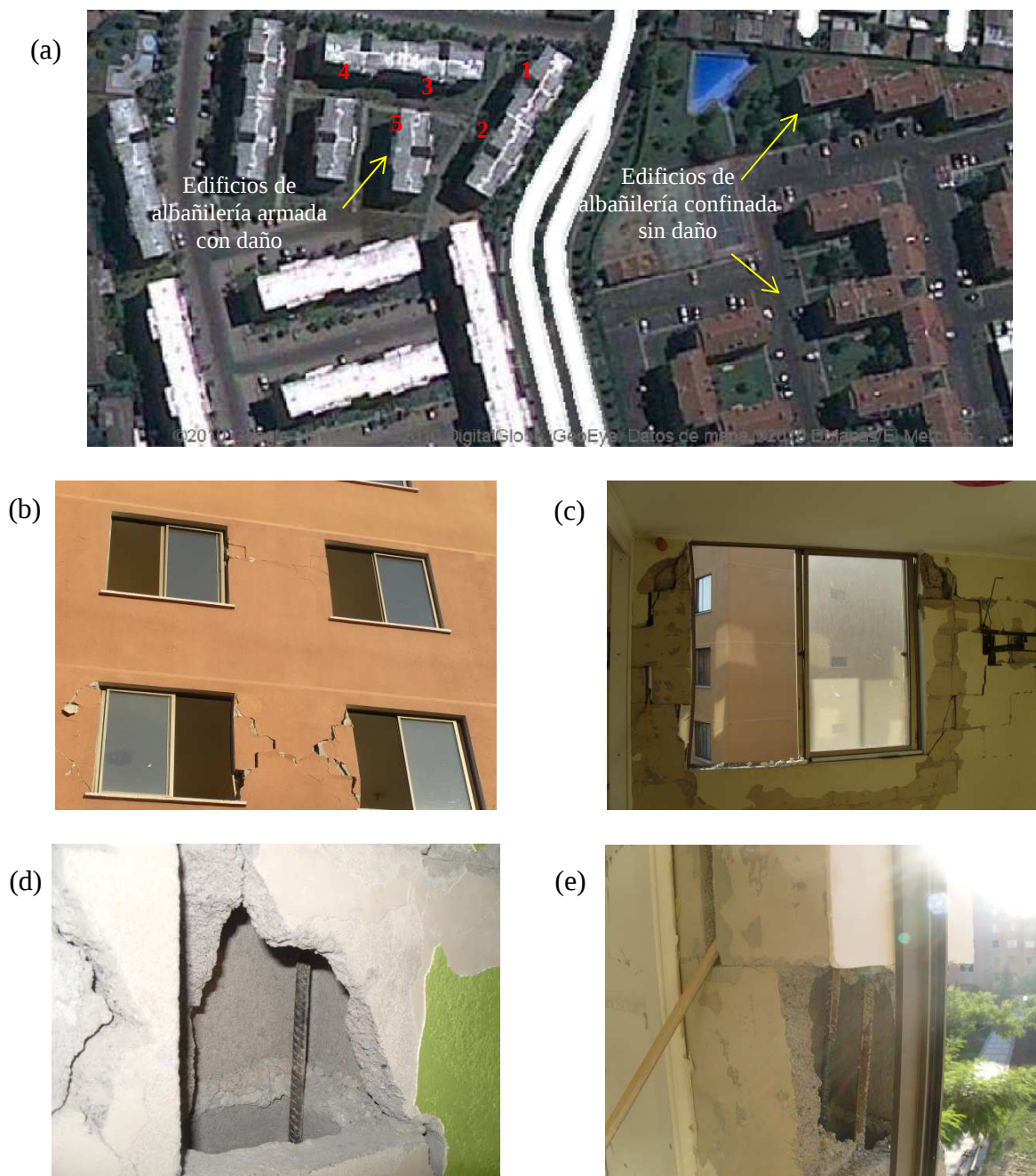


Figura 7: Condominio de albañilería armada de bloques de cemento de 5 pisos en Santiago: (a) vista aérea de los edificios dañados y su entorno; (b, c) vista exterior e interior de fallas por corte en muros perimetrales (Block 1); (c, d) vista de armaduras longitudinales sin hormigón de relleno (Block 1).

(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



Figura 8: Complejo habitacional de albañilería armada de bloques de cemento de 4 y 5 pisos de altura, en la ciudad de Rancagua. (a) vista aérea de los edificios dañados y su entorno; (b, c) fallas por corte en el mortero de junta; (d, e) falla por corte en el mortero de junta y en los bloques de cemento.

4 Comportamiento de estanques de almacenamiento de vino

El terremoto del 27F afectó prácticamente a la totalidad de la industria vitivinícola chilena. Según estimaciones iniciales, las pérdidas alcanzaron aproximadamente los 125 Millones de litros de vino (250 Millones de US\$), lo que equivale al 12.5% de la producción del año 2009. Se estima que, en promedio, sólo estaba ocupado un 50% de la capacidad de almacenaje, ya que el sismo se produjo apenas una semana antes del comienzo de la vendimia. Esto indicaría que aproximadamente un 25% de los estanques con vino fallaron al punto de perder su contenido (Revista del Campo, 26 de Julio 2010). Las fallas se produjeron casi exclusivamente en estanques de acero inoxidable. Los estanques de hormigón armado, aunque menores en cantidad, se comportaron en forma excelente.

La Figura 9 muestra fallas en estanques de apoyo continuo, usados para capacidades mayores a 35 m³. La parte (a) muestra la falla por pandeo tipo *punta de diamante* de un estanque apoyado en losa de hormigón y con topes sísmicos. La falla se localiza en torno a las zonas rígidas del manto, como el portalón y las válvulas. En algunos casos, los sellos de goma del portalón no pudieron absorber las grandes deformaciones angulares, produciéndose pérdida parcial o total de vino. La parte (b) muestra la rotura de un estanque apoyado en radier con anclajes rígidos. Se puede observar que los anclajes, una vez arrancados por el levantamiento del estanque, quedan girados hacia adentro, punzonando el manto cuando el estanque impacta contra los anclajes. La parte (c) de la Figura 9 muestra un conjunto de estanques simplemente apoyados sobre una base cilíndrica de hormigón. Los estanques #1 y #2 muestran pandeo tipo *pata de elefante* en el borde inferior del manto, cuyo diámetro es ligeramente (aprox. 1cm) mayor al de la base. El estanque #3 deslizó y se inclinó, observándose en la figura el borde que quedó levantado por la deformación inelástica del fondo. En el centro de la figura, se aprecia solamente la base, ya que el estanque volcó hacia adelante, impactando sobre el estanque mostrado en la parte (d) de la figura. El volcamiento se produce en la misma dirección de la pendiente que se da a la base de apoyo, con el fin de facilitar la limpieza del estanque.

La Figura 10 muestra fallas en estanques con patas, los que generalmente no superan los 30 m³ de capacidad. La parte (a) muestra una falla por pandeo en la zona superior de la pata, y una reparación provisoria con patas de sección circular. La parte (b) muestra una falla por pandeo en la base de la pata central de un estanque de 13 patas. En algunos casos este tipo de falla ocasionó fracturas en el fondo del estanque, con la consecuente pérdida total del vino. La parte (c) muestra

una falla en cadena de ocho estanques y la pasarela superior, la que posiblemente evitó que los estanques volcaran completamente. La parte (d) muestra una típica falla observada en estanques sin rigidización del fondo, donde se produce punzonamiento del manto. Es notable la enorme capacidad de deformación del acero inoxidable, el que se fracturó sólo en casos extremos.

En algunas bodegas, el flujo del vino derramado se infiltró en el suelo circundante, ocasionando serios problemas de intoxicación con etanol (fitotoxicidad), afectando incluso a los propios viñedos (PSZCZÓLKOWSKI, p. 2010).

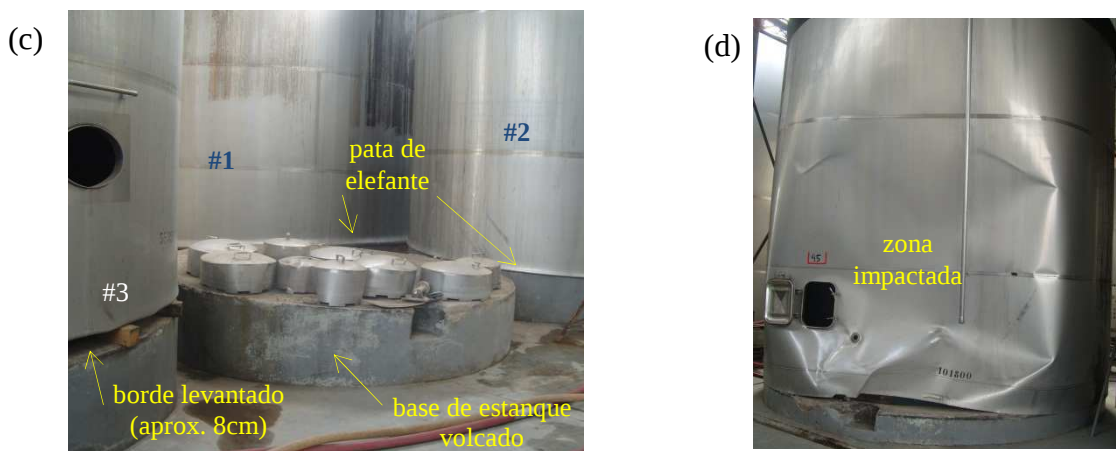


Figura 9: Fallas en estanques de apoyo continuo: (a) pandeo tipo *punta de diamante* en estanque con topes sísmicos; (b) fractura causada por punzonamiento de anclajes arrancados; (c, d) distintos tipos de falla y colapso en estanques simplemente apoyados sin aclaje ni tope sísmico.

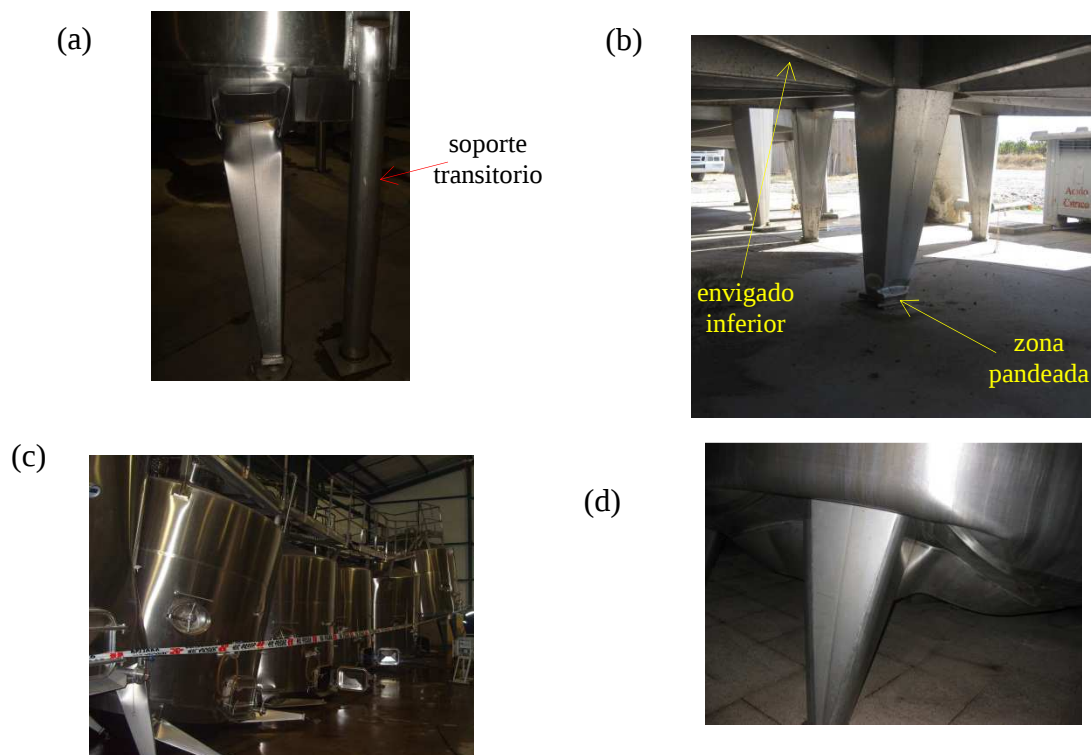


Figura 10: Fallas en estanques con patas: (a, b) pandeo en la parte superior e inferior de patas; (c) colapso de estanques y pasarela; (d) falla por punzonamiento por falta de rigidización de fondo.

5 Comportamiento de estructuras con aislacion sismica

La eficacia de la aislación basal como tecnología sismorresistente es hoy ampliamente reconocida en todo el mundo. Este consenso es el resultado de más de 25 años de investigación teórica y experimental (ANDERSON, T., 1990; RAUFASTE, N., 1992; ATC 17-1, 1993), avalada por el excelente desempeño que han tenido estructuras aisladas durante los terremotos de Northridge (HOLMES, T, and SOMERS, P., 1994) y Kobe (FUJITA, T., 1995). Con posterioridad a estos dos grandes eventos, el uso de aislación sísmica aumentó considerablemente en el mundo, especialmente en Japón, donde el número de edificios aislados aumentó de sólo 50 en 1995 a más de 500 en 1998.

La aislación sísmica en Chile ha estado ligada desde sus inicios a iniciativas de algunos investigadores universitarios. A partir de un proyecto de investigación liderado por académicos de la Universidad de Chile, la primera estructura sísmicamente aislada construida en Chile fue el edificio Comunidad Andalucía de Santiago (MORONI, M., SARRAZÍN, M., and BOROCHECK, R., 1998). La estructura es de albañilería confinada de 4 pisos, con 8 aisladores de mediano amortiguamiento. Tanto esta estructura, como otra idéntica pero con base fija, están instrumentados con acelerómetros digitales SSA-2.

Un paso muy importante para la aislación sísmica en Chile fue un proyecto iniciado en 1996, destinado a desarrollar e implementar tecnologías de aislamiento sísmico y disipación de energía en Chile (DE LA LLERA J. et al, 2004). Este proyecto fue desarrollado en la Universidad Católica de Chile, que permitió instalar un moderno laboratorio de ensayos dinámicos y control de vibraciones. A partir de este proyecto, se colocaron aisladores sísmicos en dos hospitales, tres edificios de oficinas, y un edificio educacional.

Habiéndose instalado en la comunidad académica y profesional chilena el concepto de aislación sísmica, como una muy promisorio tecnología sismorresistente, se redactó en el año 2003 la norma *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica* (NCh2745.Of2003), primera en su tipo en Sudamérica.

La Tabla 2 presenta en orden cronológico, todas las obras de ingeniería que ya cuentan con aislación sísmica en Chile. Además de los edificios mencionados, se incluyen dos puentes en Viña del Mar, un muelle para contenedores en el Puerto Coronel, y dos estanques de almacenamiento de Gas Natural Licuado en Quintero (Revista Bit, Mayo-Junio 2010). La tabla indica el tipo de estructura, el número y el tipo de dispositivos. Excepto los aisladores FPS fabricados en USA (www.earthquakeprotection.com), el resto han sido todos fabricados en Chile por la empresa Vulco SA.

Durante el terremoto del 27F todos los dispositivos de aislamiento sísmico se activaron. El comportamiento tanto de las estructuras como de los componentes no estructurales fue excelente en todos los casos (Revista Bit, Mayo-Junio 2010; EERI Special Earthquake Report, June 2010). Por ejemplo, tanto el Hospital Militar como la Clínica San Carlos de Apoquindo, pudieron seguir funcionando en forma completamente normal. Desafortunadamente, todo lo contrario ocurrió en muchos hospitales del país. Merece especial atención el notable comportamiento del muelle aislado del Puerto Coronel, único en el mundo con aislación sísmica, y también el único que pudo seguir operando normalmente sin ningún daño después del terremoto del 27F (EERI Special Earthquake Report, June 2010).

Los registros obtenidos en la Comunidad Andaluía, muestran que las aceleraciones máximas en el edificio aislado fueron una quinta parte de las registradas en el edificio no-aislado, donde la aceleración máxima en el techo alcanzó aproximadamente 1.0g (Revista Bit, Mayo-Junio 2010).

Es importante destacar que el espectro de diseño de la norma NCh433.Of93 para edificios convencionales, fue calibrada con la respuesta de los edificios más usados en la época, empleando

los registros del terremoto de Marzo de 1985. Los redactores de la norma de aislación sísmica tomaron en cuenta esta situación, y decidieron utilizar un espectro diferente, caracterizado por mayores demandas en estructuras flexibles. Como lo muestran los espectros de pseudoaceleración de la Figura 2 (Bosroschek et al, Abril 2010), el contenido de baja frecuencia del terremoto del 27F fue superior al previsto por la norma Nch433.

Tabla 2: Edificios con aislación sísmica en Chile

	Estructuración ⁽¹⁾	Número y tipodeaisladores ^(1, 2)
1. Edificio habitacional Comunidad Andaluía, Santiago (1992)	Mampostería Armada de Ladrillos Cerámicos, 4 pisos	8 MDRI
2. Viaducto Marga-Marga, Viña del Mar (1996)	Puente continuo de 4 vigas metálicas, 7 vanos (383 m)	36 HDRI
3. Hospital Clínico San Carlos de Apoquindo PUC (2000)	Marcos de H°A°, 5 pisos + 1 subterráneo (8,000 m ²)	52 (30 HDRI + 22 LRI)
4. Edificio San Agustín de la Facultad de Ingeniería PUC (2002)	Marcos de H°A°, 4 pisos + 1 subterráneo (6,000m ²)	53 (25 HDRI + 17 LRI + 11 STS)
5. Viaducto Marga-Marga 2 (Troncal Sur), Viña del Mar (2003)	Puente sobre 4 vigas pretensadas de H°A°, 10 vanos (500 m)	108 HDRI
6. Hospital Militar de Santiago (2004)	Marcos de H°A°, 4 pisos + 1 subterráneo (50,000 m ²)	164 (114 MDRI + 50 LRI)
7. Edificio de oficinas Vulco SA (2005)	Marcos de H°A°prefabricado, 3 pisos	18(12 LRI + 6 STS)
8. Edificio Asociación Chilena de Seguridad, Santiago (2005)	Marcos y Muros de H°A°, 7 pisos + 3 subterráneos	32 (29 MDRI + 9 STS)
9. Edificio Asociación Chilena de Seguridad, Viña del Mar (2008)	Marcos y Muros de H°A°, 7 pisos + 2 subterráneos(4,200 m ²)	25 (18 MDRI + 7 STS)
10. Muelle de contenedores Puerto Coronel (2009)	Plataforma de H°A° sobre pilotes metálicos	96 LRI
11. Estanques de almacenamiento de GNL en Quintero (2010)	Estanque interior de acero inoxidable y exterior de H°A°	260 FPS por estanque

⁽¹⁾ Datos obtenidos de Revista Bit (Número 72 / Mayo-Junio 2010), y página web de la empresa Sirve SA (www.sirve.cl). ⁽²⁾ MDRI: medium damping rubber isolators; HDRI: high damping rubber isolators; LRI: lead rubber isolators; STS: steel teflon sliders; FPS: frictional pendulum system.

Hasta la fecha sólo el Servicio Sismológico Nacional (BARRIENTOS, S., Mayo 2010) ha dado libre acceso a sus registros digitales. Por ahora hay disponibles 10 registros no corregidos (Tabla 1). La Figura 11 muestra en la primera y segunda filas, los espectros de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento para las tres componentes 4 registros, corregidos con un filtro pasa-alto de orden 4 y frecuencia de corte $f_c=0.10\text{hz}$. Se muestran también los espectros de diseño de las normas Nch433 y Nch2745 para el tipo de suelo indicado. Nótese que el espectro de la norma de aislación sísmica representa mejor la demanda del terremoto del 27F, caracterizado por un alto contenido de

energía en bajas frecuencias, producto de la gran magnitud del evento y la mayor distancia de la zona de falla al lugar de registro (efecto de fuente lejana). La tercera fila de la Figura 11 muestra en línea llena, los factores de modificación de respuesta B_d (cociente entre la pseudoaceleración para $\xi=0.05$ y $\xi \neq 0.05$) para la componente Este-Oeste de los cuatro registros, y factores de amortiguamientos $\xi = 0.10, 0.20$ y 0.30 . Puede observarse que en la zona de períodos típicos de estructuras aisladas (entre 2.0 s y 3.0 s), el valor de B_d varía aproximadamente entre 1.5 y 2 para $\xi=0.20$. A modo de referencia, se muestran (en línea segmentada) los valores propuestos por la norma Nch2745, los que en general sobreestiman los valores medidos en este evento.

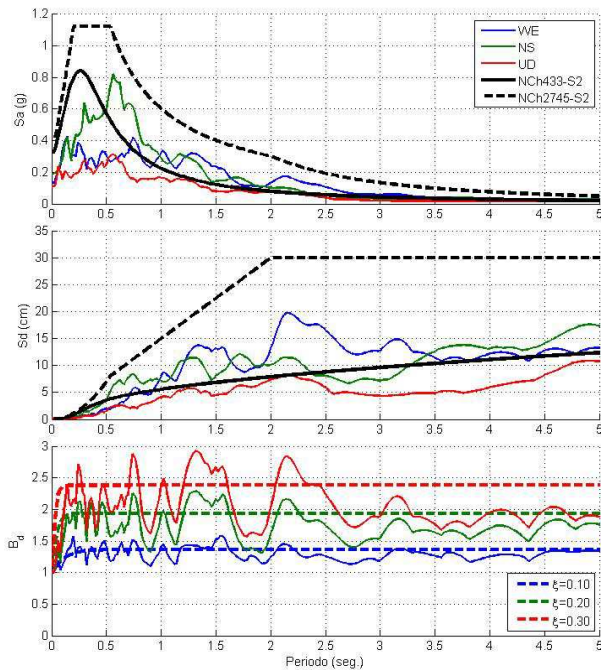
La Figura 12 muestra los espectros de pseudo-desplazamiento horizontal total, estimados como $SD=(Sd_1^2+0.3Sd_2^2)^{1/2}$ para los 7 registros sísmicos más intensos. Puede observarse que para $T_o=2.5$ s y $\xi=0.05$ los desplazamientos varían entre 20 cm y 30 cm (15 cm a 20 cm para $\xi=20\%$). Se han graficado también los espectros de diseño dados por la norma Nch2745 para las zonas sísmicas 2 y 3, suelo tipo 2. Considerando estos siete registros, se podría concluir que el terremoto del 27F representó aproximadamente el sismo de diseño esperado para las estructuras aisladas en la Región Metropolitana (Zona 2).

6 Posible efecto en las normas de diseño sísmico en Chile

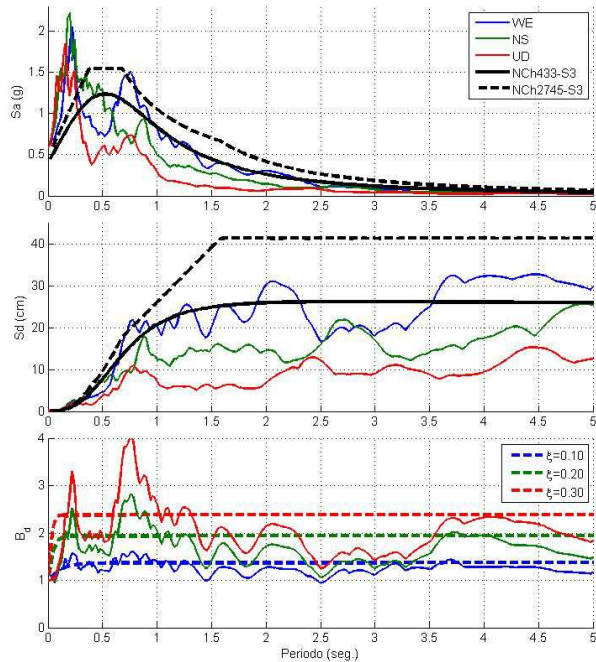
Debido a la gran extensión y ubicación geográfica de la falla (Figura 1a), alrededor de 12 millones de personas, aproximadamente un 80% de la población de Chile, percibió el terremoto del 27F con una intensidad Mercalli entre VII y IX (Astroza. M, 2010). Un porcentaje similar de edificaciones y obras de infraestructura se vieron sometidos a una muy difícil prueba. Así lo demuestran las aceleraciones (Tabla 1) y los desplazamientos superficiales (Figura 1a) medidos.

Por tratarse de un evento excepcional ($M_w=8.8$), y considerando la filosofía tradicional de diseño sísmico, se puede decir que el comportamiento general de las estructuras antisísmicas en Chile ha sido muy bueno. Sin embargo, numerosas construcciones antisísmicas muy recientes colapsaron o sufrieron daños graves, incluso irreparables. Esta situación ha generado un intenso debate en la sociedad chilena respecto a los estándares con los cuales se diseña y construye en el país. Como es sabido, las normas antisísmicas en todo el mundo se basan en el conocimiento teórico y empírico en las áreas de Ingeniería Estructural y Sismología, principalmente. Cada vez que se produce un evento de gran magnitud, como el terremoto del 27F, las normas deben ser cuidadosamente revisadas y modificadas, si así corresponde. Sin duda esto ocurrirá con las normas

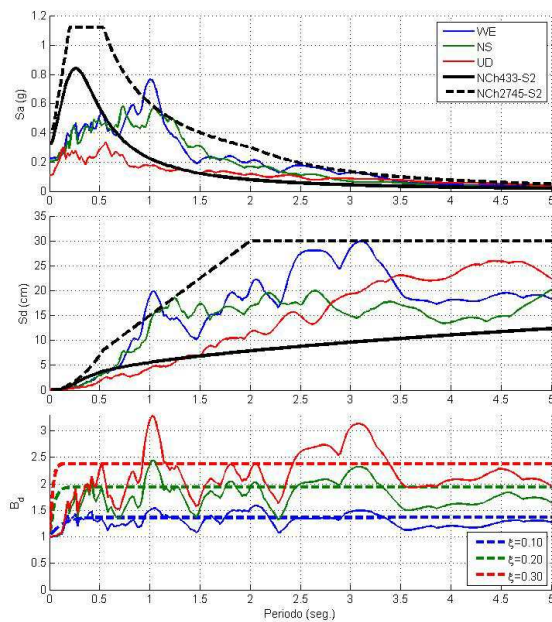
antisísmicas en Chile, ya que se cuenta con evidencia irrefutable de las cosas que funcionaron bien y no tan bien, y las causas de ello.



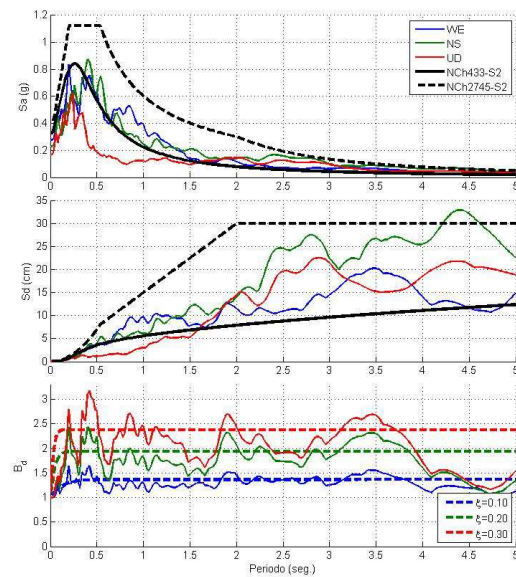
(a) Cerro El Roble, Til Til (Suelo 2)



(b) Colegio San Pedro, Concepción (Suelo 3)



(c) Cerro Calán, Santiago (Suelo 2)



(d) Campus Antumapu, Santiago (Suelo 2)

Figura 11: Comparación entre espectros de respuesta de cuatro registros del 27F, y los espectros de diseño de las normas NCh433 y NCh2745: pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento para $\xi=0.05$ (arriba y al centro); factor de modificación de respuesta por amortiguamiento (B_d) para $\xi=0.10, 0.20$, y 0.30 , para la componente WE (abajo).

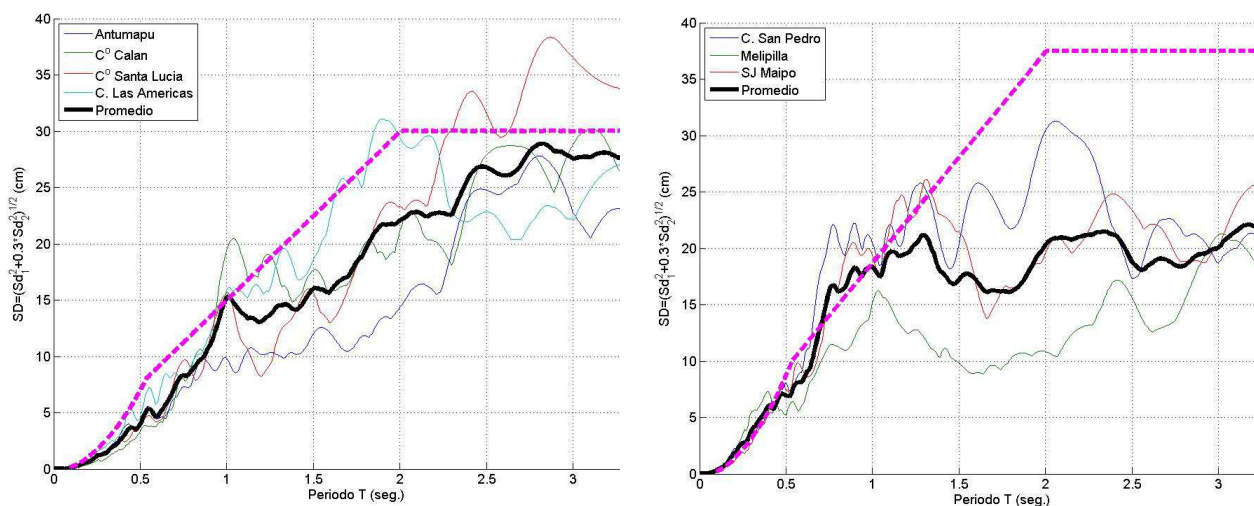


Figura 12: Espectros de pseudodesplazamiento total para 7 registros del terremoto del 27F, comparados con espectros de diseño de la norma NCh2745 para suelo tipo 2, Zonas 2 (izquierda) y 3 (derecha).

La siguiente es una lista con algunas de las propuestas que se han estado discutiendo dentro de la comunidad profesional y académica chilena, después del terremoto del 27F:

- 1) Redactar una norma transitoria que permita que la reconstrucción pueda recoger parte de las enseñanzas del terremoto del 27F.
- 2) Definir un mismo espectro de demanda elástica para todas las normas de diseño sísmico.
- 3) Revisar los criterios de zonificación sísmica y clasificación de suelos.
- 4) Considerarla simultaneidad de las componentes horizontales y verticales del sismo.
- 5) Castigar severamente las irregularidades estructurales tanto en planta como en altura.
- 6) Definir espesores mínimos de muros resistentes de hormigón armado.
- 7) Mantener la carga axial máxima en muros por debajo del nivel defalla balanceada.
- 8) Desarrollar prácticas constructivas de confinamiento para los extremos de muro.
- 9) Limitar las deformaciones últimas en losas y dinteles de acoplamiento de muros.
- 10) Exigir inspección técnica especializada e independiente.
- 11) Modificar la norma NCh1928 de estructuras de albañilería armada, en el sentido de prohibir explícitamente que se construya sin inspección técnica especializada.
- 12) Limitar el uso de albanilería armada de bloques de cemento a un máximo de 3 pisos.
- 13) Aumentar la responsabilidad legal de los revisores estructurales.
- 14) Exigir un nivel de desempeño de *ocupación inmediata* para hospitales, escuelas, cuarteles de bomberos y edificios públicos en general. Esto impulsará el uso de

dispositivos de aislación sísmica y disipación de energía.

- 15) Trabajar en conjunto con los simólogos para definir cuantitativamente los distintos niveles de desempeño estructural (diseño basado en desempeño).
- 16) Redactar una norma específica para los componentes no estructurales. Actualmente es un apéndice de la norma NCh433 (Cap. 8, modificación 2007).
- 17) Redactar una norma específica para estanques de pared delgada de acero inoxidable para almacenamiento de vino.

7 Agradecimientos

El autor agradece a los alumnos y colegas del Departamento de Ingeniería Estructural Geotécnica de la PUC, por la vocación de servicio mostrada en este difícil momento.

8 Referencias

- ANDERSON TL. (1990) Earthquake Engineering Research Institute. Seismic isolation: from idea to reality. *Earthquake Spectra*; 6(2):
- ASTROZA M., CABEZAS F., MORONI M., MASSONE S., RUIZ S., PARRA E., CORDERO F., Y MOTTADELLI A. Intensidades Sísmicas en el Area de Daños del Terremoto del 27 de Febrero de 2010. FCFM Universidad de Chile.
- ATC 17-1 (1993). Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control. Applied Technology Council. Vol. 1, San Francisco;1-435.
- BARRIENTOS S., (Mayo 2010). Terremoto Cauquenes 27 Febrero 2010. Servicio Sismológico. Universidad de Chile (www.sismologia.cl).
- BOROSCHEK R., SOTO P., LEON L., Y COMTE D. (Abril 2010). Terremoto Centro Sur Chile, 27 de Febrero de 2010. Red Nacional de Acelerografos. Informe preliminar N° 4. Universidad de Chile (www.renadic.cl).
- CHUNG H-S, MOON B-W, LEE S-K, PARK J-H, and Min K-W, (2009). Seismic performance of friction dampers using flexure of RC shear wall system. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 18, 807–822.
- Corporación del Desarrollo Tecnológico de la Cámara Chilena de la Construcción (2010). *Aislación y Disipación de Energía*. Revista Bit (www.revistabit.cl), Número 72, pp. 36-40.
- COULL A., AND EL HAG A., (1975) Effective Coupling of Shearwalls by Floor Slabs, *ACI Journal* Title N° 72-31.
- CRUZ E., HIDALGO P., LUDERS C., RIDDELL R., RODRÍGUEZ F., TRONCOSO J., VANT SINT JAN M., AND VÁSQUEZ J. (1988). Lecciones del sismo del 3 de Marzo de 1985. Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, Santiago, Chile.
- DE LA LLERA JC, LUDERS C, LEIGH P, AND SADY H., (2004). Analysis, testing and implementation of seismic isolation of buildings in Chile. *EarthqEngStructDyn*; 33(5):543–74.
- FUJITA T. (1995) Demonstration of effectiveness of seismic isolation in the Hanshin–Awaji earthquake and progress of applications of base-isolated buildings. Report on the 17 January 1995 Kobe Earthquake, Japan. Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Japan; 197–216.
- HIDALGO P., Y ARIAS A., (1993). Fundamentación de las disposiciones de diseño y análisis sísmico de de la nueva norma NCh433. VI Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Sísmica. Santiago, Agosto 1993, Vol.1, pp 373-382.

- HOLMES T, AND SOMERS P. (1996). Northridge earthquake of 17 January 1994. Reconnaissance report. Earthquake Spectra; 11(Supplement C) 243–251.
- MORONI MO, SARRAZÍN M, AND BOROCHECK R., (1998). Experiments on a base-isolated building in Santiago, Chile. Engineering Structures; 20:720 –725.
- NAVARRETE D., (2009). Estudio comparativo de un tipo de disipación de energía en pórticos de fachada de hormigón armado. Tesis para optar al grado de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- NCh1925.Of93. Albañilería armada – Requisitos para el diseño y el cálculo. Instituto Nacional de Normalización, INN. Santiago, Chile, 1993.
- NCh2369.Of2002. Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. Instituto Nacional de Normalización, INN. Santiago, Chile, 2002.
- NCh2745.Of2003. Análisis y diseño de edificios con aislamiento sísmico. Instituto Nacional de Normalización, INN. Santiago, Chile, 2003.
- NCh433.Of96. Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización, INN. Santiago, Chile, 1996.
- PAULAY T., and TAYLOR R., (1981). Slab Coupling of Earthquake-Resisting Shearwalls, ACI Journal Title N° 78-11.
- PSZCZÓLKOWSKI T., (2010) CHILI, 27 Février 2010: un tremblement de terre de magnitude 8,8. Ses impacts sur les vignobles et les industries de la filière viti-vinicole. Le Progrès agricole et viticole, ISSN 0369-8173, Année 127, N° 7, p. 138-141
- RAUFASTE N., (1992). Survey Report on Framing of the Guidelines for Technological Development of Base-isolation Systems for Buildings. Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology.
- Revista del Campo, Suplemento del diario El Mercurio (www.emol.cl). Artículo: *Viñateros sacan lecciones del terremoto*, 26 de Julio del 2010, pag.11-13.
- RUEGG J., RUDLOFF A., VIGNY C., MADARIAGA R., DE CHABALIER 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.
- SCHWAIGHOFER J., and COLLINS M., (1977). Experimental Study of the Behavior of Reinforced Concrete Coupling Slabs. ACI Journal Title N° 74-12.
- TAPIA S., LINDENBERG J., GUENDELMAN T., Y ZÚÑIGA M., (2010). Influencia de la flexión transversal y de la resistencia de la losa en edificios estructurados con muros de hormigón armado. X Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Sísmica, Valdivia-Santiago, Mayo 2010.
- ZÚÑIGA M., (2005). Influencia de la flexión transversal de losas en edificios de muros de hormigón armado. IX Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Sísmica, Concepción, Mayo 2005.

Performance of aseismic structures during the maule's earthquake and its Possible effect on the seismic codes in Chile

Abstract

On February 27th, 2010, a magnitude M_w 8.8 earthquake occurred off the coast of Maule, Chile. The epicenter was located (35.91°S, 72.73°W) at a depth of about 35 km. The fault spread in both ways, reaching about 600 km, covering a greater region than expected as *seismic gap*. The earthquake was of great intensity from Valparaiso to Temuco. A large tsunami affected the coast from Illoca to Tirua. The number of fatalities has not been confirmed yet, but it would be of about 500 people. According to the government, the cost of rebuilding public facilities could be of about 1200 million US\$. The productive sectors have also been affected, especially cellulose and winery industries, while the minery did not have mayor problems. The peak of accelerations recorded were between 0.6g to 0.7g in Concepción, and between 0.2g to 0.5g in Santiago. Even when the aseismic structures had a very good performance, some new buildings were seriously damaged. In this article the problems observed in four types of structures are presented: (a) RC buildings between 15 to 30 stories; (b) masonry buildings; (c) stainless steel wine tanks; and (d) seismic isolated structures. To conclude, the implications of this earthquake in the seismic codes in Chile are discussed.

Keywords: Maule's Earthquake. Structural damage. Flexural-compressional fault. Seismic isolation. Seismic codes.