

EL MEGA SISMO DE CHILE DE 2010

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército.
Av. El Progreso s/n. Valle de los Chillos, Quito-Ecuador
Correo Electrónico: raquiar@espe.ecu.ec

RESUMEN

Importantes lecciones dejó el Mega Sismo de Chile de 2010, en varios campos del conocimiento, los mismos que se van a presentar en este artículo enmarcados de la siguiente manera: información sismológica; espectros de respuesta; nuevo espectro de diseño; réplicas del sismo; información macrosísmica; leyes de atenuación; daño en puentes y daño en edificios.

En la información sismológica se analiza la forma de los acelerogramas y las deformaciones cosísmicas: Con relación a los espectros se destaca la importancia de considerar la fuente sísmica en los espectros de diseño ya que no es suficiente tener solo en cuenta el tipo de suelo. Se presenta el espectro propuesto para el Código Emergente y se destaca que en América Latina las normativas sísmicas tienen ordenadas espectrales muy bajas.

Se analizan las causas de los daños en Puentes, los mismos que respondían a tres formas de diseño: sin vigas transversales; con elementos verticales de anclaje y con topes sísmicos. Finalmente con relación al daño de los edificios de Hormigón Armado con muros de corte se presentan varios casos de estructuras que fallaron por: tener espesores de muros muy pequeños; la no existencia de elementos especiales de los bordes; la forma de los muros en forma de "L" o "T"; el tipo de suelo y la falla en vigas dintel las mismas que se propagaron a las losas.

Palabras Claves.- Mega Sismo de Chile; Peligrosidad Sísmica; Espectros de Respuesta y de Diseño; Leyes de Atenuación; Muro Bandera; Réplicas tardías.

MEGA EARTHQUAKE OF CHILE 2010

ABSTRACT

Important lessons were given by the mega Earthquake of Chile 2010, in many knowledge fields, which will be presented in this article focusing as follows: seismologic information; response spectra, new design spectrum, aftershocks corresponding to the earthquake, macro-seismic information; attenuation laws; damage in bridges and damage in buildings.

In the seismologic information the shape of accelerograms and the co-seismic deformations are analyzed: In relation to spectra, it is important to consider the seismic source in design spectra since it is not sufficient to take into account only the type of soil. The spectrum proposed for the Emergent Code is presented and it is emphasized that in Latin America, seismic norms have quite low spectral ordinates.

The causes for damages Bridges are analyzed, these structures responded to three design ways: without transversal beams; with vertical anchoring elements and with seismic

2 *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*

bumps. Finally in relation to damage of buildings made of Reinforced Concrete with shear walls, several cases of structures are presented, which failed due to: quite low thicknesses of walls; the absence of special border elements; the pattern of T-shaped walls and L-shaped walls; the type of soil and the failure of lintel-beams, which were transmitted to slabs.

Key Words.- Mega Earthquake of Chile; Seismic Hazard; Response Spectra and Design Spectra; Attenuation Laws; Flag Wall; Belated Aftershocks.

1 INFORMACIÓN SISMOLÓGICA

El 27 de febrero de 2010 (a futuro se abreviará 27 F), el mundo se estremeció con el Mega Sismo (a futuro se abreviará MSC) que se registró a las 3:34':17" en la zona centro sur de Chile. Los datos sismológicos de este sismo interplaca tipo thrust se indican en la tabla 1

Tabla 1 Datos del Mega Sismo de Chile de 2010

Latitud	36 ^o 17' 23"
Longitud	73 ^o 14' 20"
Profundidad	30.1 km.
Magnitud M_w	8.8
Fecha	27/02/2010
Fuente	Servicio Sismológico U. Chile Barrientos (2010)

En la figura 1 se presenta el epicentro del MSC con una estrella, la misma que se encuentra entre la fosa y la costa. Los sismos **interplaca tipo thrust** son aquellos cuyo epicentro se encuentra entre el inicio de la fosa de subducción y la costa, y la profundidad focal está entre 20 y 50 km. Son sismos de larga duración y con una gran cantidad de pulsos de energía, lo que les convierte en sismos muy destructivos no solamente en la zona epicentral sino en regiones distantes del epicentro.

El MSC tuvo una duración de 140 seg., con una fase intensa de que varía de 40 a 50 seg., como se observa en la figura 2, que corresponde a un registro en Santiago, en la Universidad de Chile, en suelo tipo II de acuerdo a la normativa de Chile de 1996. En la fase intensa es cuando se produce el daño en las estructuras, normalmente esta fase intensa dura unos 10 o 20 segundos, en otro tipo de sismos pero en los interplaca de bajo ángulo de buzamiento o tipo thrust la duración de la fase intensa es muy alta.

Es importante destacar que Santiago se encuentra a unos 400 km., del epicentro (aproximadamente) a esta distancia se entiende que las ondas sísmicas ya se atenuaron con la distancia y se lo va a sentir como un pequeño temblor pero no fue así como se aprecia en la figura 2. Las aceleraciones máximas son bastante altas: 165 gals para la componente Norte Sur; 163 gals para la componente Este Oeste y 138 gals para la componente vertical. Nótese que la componente vertical tuvo valores similares a las otras componentes, esto se observó en suelos tipo II (son suelos bastante duros) no se observó lo mismo en suelos tipo III (suelos de menor capacidad resistente). Boroschek *et al.* (2010,1).

Este sismo tiene dos record uno a nivel mundial y otro a nivel nacional. El primero se debe a que es el sismo de mayor magnitud en el cual se tienen registros sísmicos. Kanamori (2010). El segundo es el sismo que más pérdidas económicas ha dejado en Chile, se estima en 30 mil millones de dólares. (Subsecretaría del Interior, 2010).

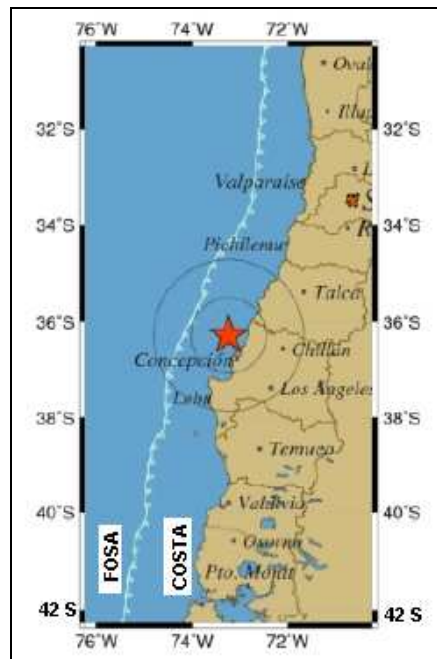


Figura 1 Epicentro del sismo del 27 F.

Las deformaciones cósmicas fue un aspecto muy interesante de estudiar por este motivo se empieza manifestando que en América del Sur, existen varias estaciones que miden la deformación de la corteza, de acuerdo al Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas, SIRGAS.

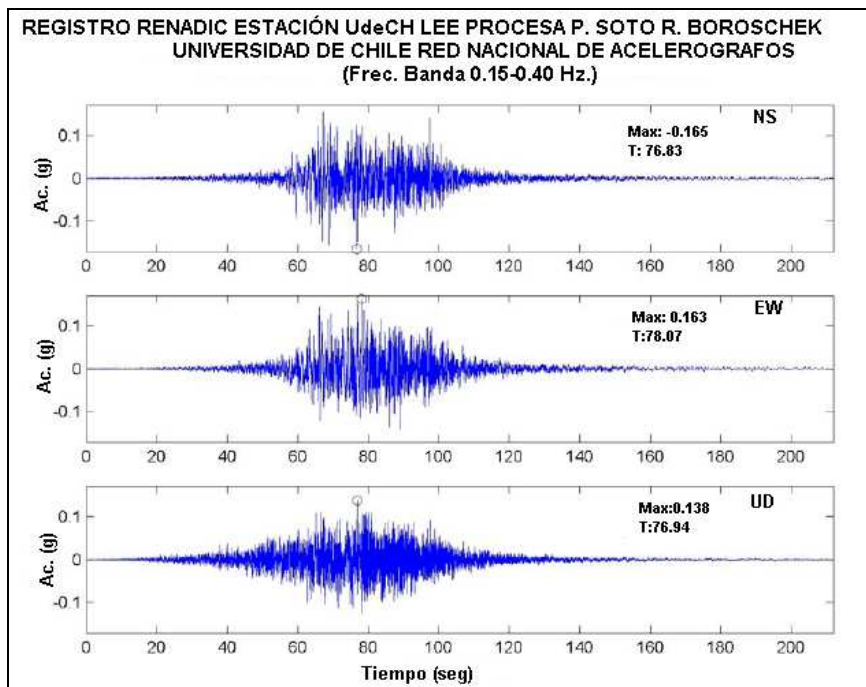


Figura 2 Registros de aceleraciones en la Universidad de Chile.

Esta deformación en la corteza es debido al movimiento de las placas tectónicas y de las fallas geológicas. En la figura 3 se aprecia como se está deformando la corteza y se ve que en el Ecuador y Colombia el movimiento tiene un sentido nor-este y una deformación que está

4 *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*

alrededor de los 2 cm. En cambio en Chile está entre los 3 y 4 cm., y con el mismo sentido. Hase (2010). Se destaca una vez más que son datos de los sitios donde se encuentran estaciones y que es necesario contar con un mayor número.

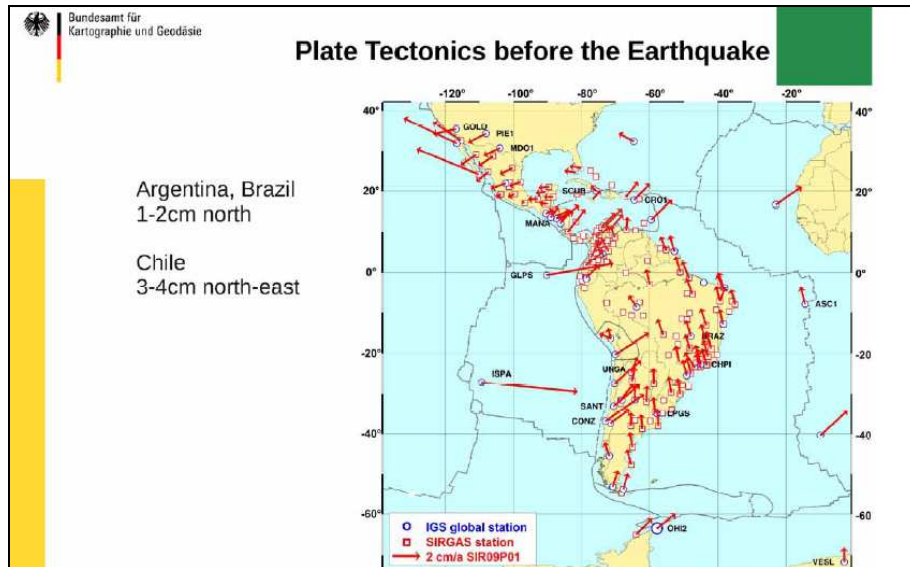


Figura 3 Deformación de la corteza, antes del MSC de 2010



Figura 4 Desplazamiento de la corteza en el MSC de 2010.

Lo que es impresionante es ver como quedó la corteza luego del MSC de 2010. En la figura 4 se aprecia que la corteza se desplazó en sentido sur-oeste 3.0 m., en algunos puntos (cerca de Concepción), al igual que algunas partes de la corteza subieron y otras bajaron. De tal manera que luego del sismo, la costa de Chile (en la zona del epicentro) se desplazó hacia el

oeste y continúa moviéndose, esperando que en los próximos dos años retome la dirección nor-este.

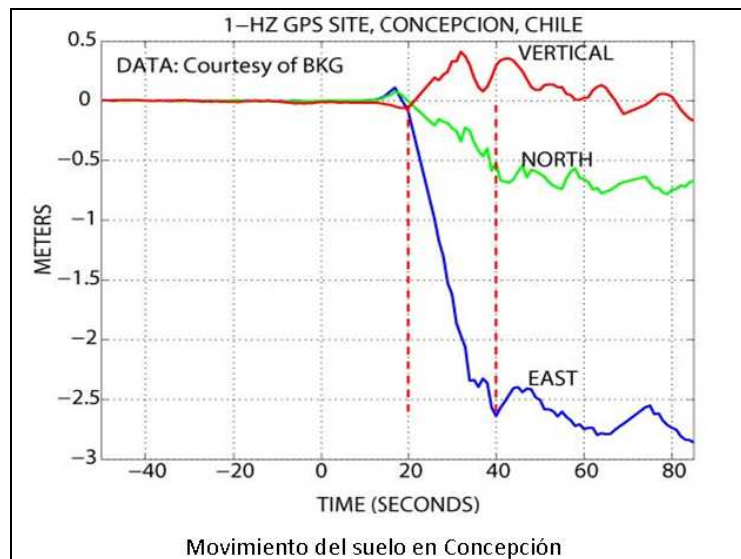


Figura 5 Deformación de la corteza en Concepción.

Se puede decir que en el MSC de 2010, se cumplió con la teoría del rebote elástico de la Placa Americana. Esto se aprecia de mejor forma en la figura 5, correspondiente a una estación de Concepción, donde se observa que la deformación del suelo primero se deforma hacia el este (como lo venía haciendo antes del MSC) luego se produce el rebote elástico y el desplazamiento va hacia el oeste, algo similar pero en menor magnitud sucedió con la componente norte-sur. Sarrazín (2010)

2 ESPECTROS DE RESPUESTA

En la figura 6 se presenta a la izquierda un acelerograma de la componente Norte Sur registrado en San Pedro de la Paz, bastante cerca de Concepción, durante el 27 F. La aceleración máxima del registro es 636 gals, otra vez nótese que la fase intensa es muy larga y se tiene una gran cantidad de pulsos de energía. A la derecha se muestra el espectro de respuesta de este registro, hallado para un 5% de amortiguamiento, con el programa DEGTRA. La aceleración máxima del espectro es 2170 gals.

Se define el parámetro β como la relación entre la aceleración máxima del espectro con relación a la aceleración máxima del registro. Para la figura 6 el valor de β vale:

$$\beta = \frac{A_{MAX}}{A_0} \tag{1}$$

$$\beta = \frac{2170}{636} = 3.41$$

Donde A_{MAX} es la aceleración máxima espectral; A_0 es la aceleración máxima del registro. En la tabla 2 se indica en la primera columna la localidad en la cual RENADIC (Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos de la Universidad de Chile) obtuvo registros durante el MSC. En la segunda, cuarta y sexta columna para cada estación hay dos valores el superior es la aceleración máxima del registro A_0 y el inferior es la aceleración máxima del espectro A_{MAX} . En las columnas números tres, cinco y siete, se presenta los valores de β hallados, utilizando la ecuación (1), para la componente N-S, V y E-W.

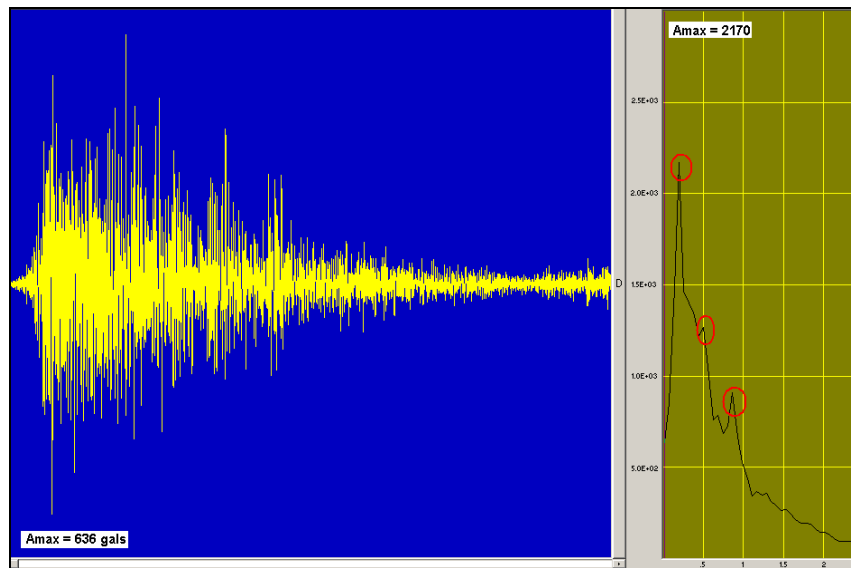


Figura 6 Acelerograma y espectro de componente N-S de San Pedro de la Paz. MSC 2010

Lo ideal habría sido encontrar el parámetro β en función del tipo de suelo pero a Noviembre de 2010, no se tenía esta información. Por lo que se encontró el valor de β promedio para cada una de las componentes de movimiento del suelo de las 22 localidades en que fueron registradas. Las localidades de la parte superior de la tabla 2, corresponden a la III Región (Norte de Chile) y la última corresponde a la XV Región (Sur de Chile).

Los valores de β indicados en la Tabla 2, son mucho más altos a los valores de β hallados por Seed *et al.* (1976) y estos a su vez son similares a los propuestos por algunas normativas sísmicas entre ellas el Código Ecuatoriano de la Construcción (que se abreviará CEC-2000).

Ahora lo que interesa es ver que el MSC presentó varios peaks característicos, los mismos que están en un círculo a la derecha de la figura 6. Los peaks, son los puntos de mayor aceleración espectral.

Por otra parte, en la figura 7, se muestra los espectros hallados con los registros de la U. de Chile, que se indicaron en la figura 2. En los espectros se nota que el número de picos altos es mayor que los presentados en la figura 6, **dando la impresión que ha mayor distancia se incrementa el número de peaks**. Esta es una característica de los sismos interplaca tipo thrust.

En la figura 8 se presentan dos espectros obtenidos en estaciones un tanto lejanas del epicentro, el de arriba corresponde al Hospital Sotero, en Santiago y la de abajo al Hospital de Valdivia. En las dos se aprecian varios peaks de similar magnitud, en varios puntos del espectro.

Lo que se ha pretendido ilustrar con los espectros presentados, es la existencia de varios peaks característicos asociados a los sismos interplaca tipo thrust, tema que ya fue observado por Lobos (1999), Saragoni y Ruiz (2004), en donde se reconocen la **presencia de dos peaks, uno debido al suelo y otro debido a la fuente sísmica**. Ruiz y Saragoni (2005).

Tabla 2 Parámetro β para el MSC de 2010.

Localidad	N-S		V		E-W	
	A _{MAX} (gals)	β	A _{MAX} (gals)	β	A _{MAX} (gals)	β
Copiapó	15.98 (49.0)	3.06	7.86 (19.6)	2.49	28.71 (107.80)	3.75
Vallenar	18.14 (68.60)	3.78	10.24 (29.40)	2.87	19.43 (58.80)	3.03
Papudo (*)	291.21 (1568)	5.38	153.44 (490)	3.19	408.59 (1960)	4.80
Marga-Marga	345.20 (1372)	3.97	256.15 (931)	3.63	331.49 (1274)	3.84
Viña del Mar Centro	214.40 (784)	3.66	179.64 (490)	2.73	324.64 (1372)	4.22
Valparaíso UTFSM (*)	128.95 (558.6)	4.33	69.05 (245)	3.54	295.35 (940.80)	3.18
Valparaíso Almendral (*)	216.30 (882)	4.07	141.08 (343)	2.43	262.11 (637)	2.43
Llolleo (*)	318.97 (1225)	3.84	661.38 (1764)	2.67	546.63 (2254)	4.12
Santiago U. Chile FCFM	164.08 (539)	3.24	110.42 (480.2)	4.35	158.84 (490)	3.08
Santiago Edif. Andalucía (*)	210.57 (686)	3.25	172.40 (588)	3.41	302.18 (1176)	3.89
Santiago Maipú	549.54 (1911)	3.48	236.47 (931)	3.94	478.60 (2058)	4.3
Santiago Metro Línea 5	227.96 (637)	2.79	124.55 (441)	3.54	163.91 (646.8)	3.94
Santiago Hospital Oriente	292.42 (1225)	4.19	273.21 (1176)	4.30	286.96 (1029)	3.59
Santiago Hospital Sotero del Río	260.34 (911.4)	3.5	128.51 (401.8)	3.13	262.76 (788.9)	3.0
Matanzas (*)	337.52 (1274)	3.77	234.61 (735)	3.13	280.90 (931)	3.31
Curico	465.48 (1911)	4.10	191.43 (735)	3.84	405.63 (1391.6)	3.43
Hualañe (*)	374.70 (1225)	3.27	370.54 (1176)	3.17	442.80 (1274)	2.88
Talca (*)	462.25 (1470)	3.18	213.56 (882)	4.13	407.49 (1225)	3.01
Constitución (*)	527.28 (2156)	4.09	345.78 (980)	2.83	613.80 (2450)	3.99
Concepción (*)	393.21 (1176)	2.99	359.51 (1225)	3.41	280.47 (1029)	3.67
Angol	916.63 (2842)	3.10	281.37 (980)	3.48	683.74 (2450)	3.58
Valdivia	89.59 (333.20)	3.72	51.05 (176.40)	3.46	132.26 (529.20)	4.0
VALOR MEDIO DE β		3.67		3.35		3.59

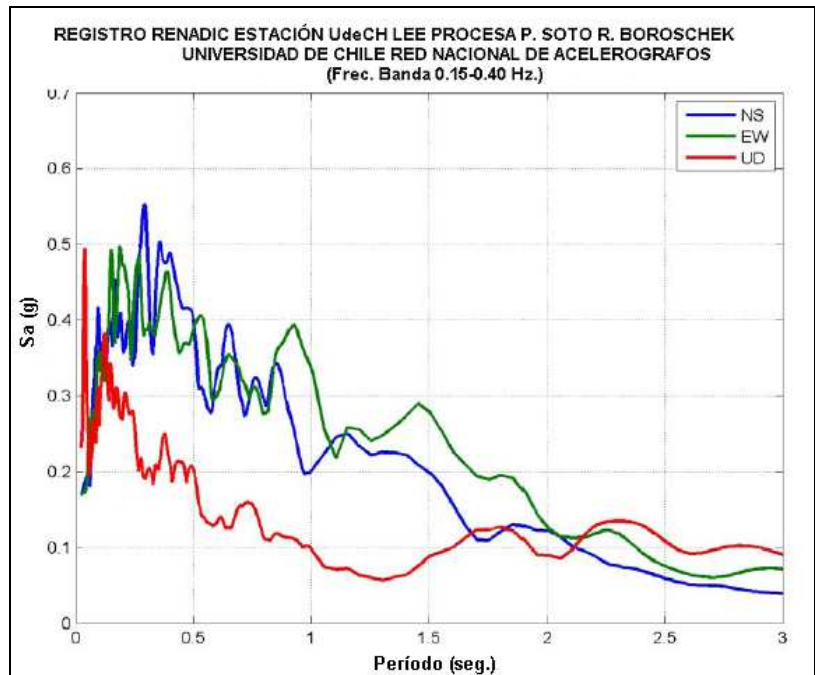
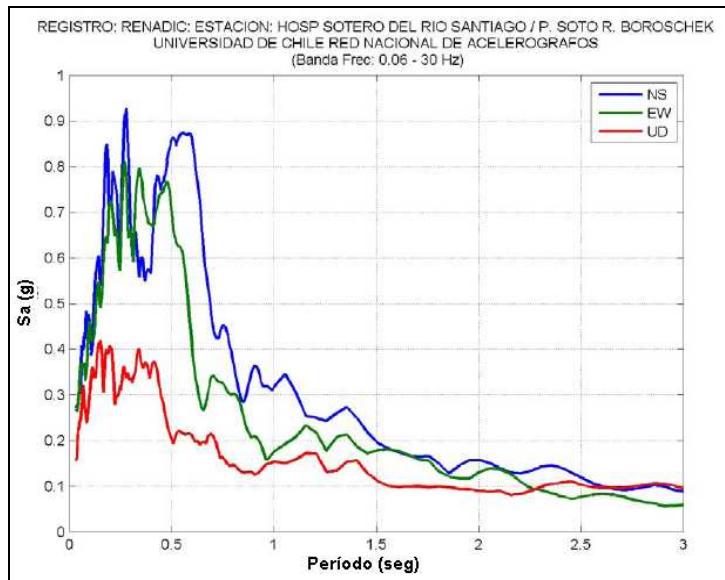
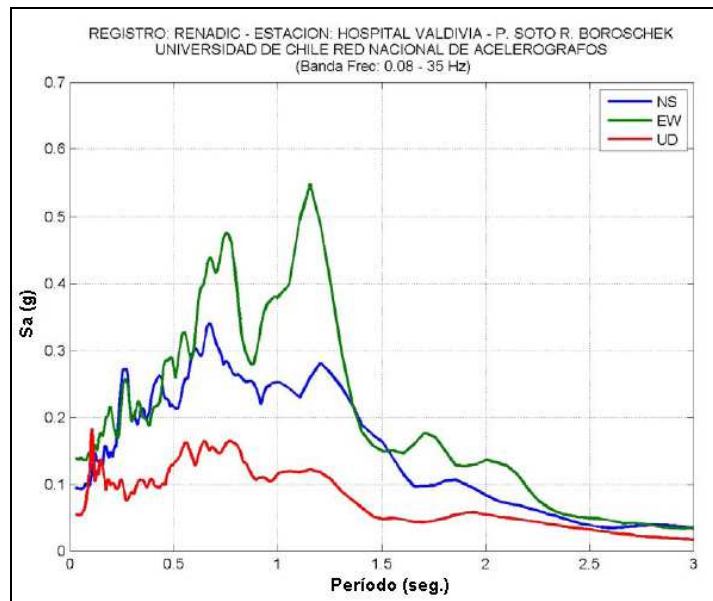


Figura 7 Espectros de aceleraciones. U. de Chile. Boroscchek *et al.* (2010,1)

Es preocupante la situación de los espectros de diseño que constan en el CEC-2000 y en otras normativas sísmicas de América del Sur, han sido obtenidas a partir de registros sísmicos de magnitudes muy bajas, los mismos que fueron amplificadas a los valores encontrados en los estudios de peligrosidad sísmica y que además solo consideran el tipo de suelo y no la fuente sísmica.



Hospital Sotero



Hospital Valdivia

Figura 8 Espectros en Hospital Sotero y Hospital Valdivia. Boroscchek *et al.* (2010,2)

3 NUEVO ESPECTRO DE DISEÑO

La normativa sísmica que estuvo vigente hasta antes del sismo del 2010, fue la NCh 433. de 1996, la misma que contempla tres zonas sísmicas y son las que se indican en la figura 9. La de mayor peligrosidad es la Zona III, con un valor $A_0 = 0.4 g$; le sigue la zona II, en la cual se encuentra su capital con $A_0 = 0.3 g$ y la de menor peligrosidad es la Zona I con un valor $A_0 = 0.2 g$. Siendo A_0 la aceleración máxima del suelo en roca. La ecuación que define el espectro de diseño elástico es la (2). Donde T es el período de vibración de la estructura; α es el coeficiente de importancia de la estructura; T_0 , p son parámetros relacionados con el tipo de suelo de fundación y están indicados en la tabla 3. El perfil de suelo I es roca y el IV es un suelo muy blando.

En varios lugares de Chile, los espectros elásticos del mega sismo del 2010, fueron mayores a los especificados en la Normativa Sísmica de Chile de 1996, como se aprecia en la figura 10 con los espectros hallados con los registros de Maipú en Santiago de Chile; **las ordenadas espectrales son mucho más grande que las prescritas en la normativa sísmica**, de tal manera que las estructuras de Maipú recibieron mayores fuerzas a las de diseño, esto ocasionó que se tenga un gran daño en Maipú (Ciudad Industrial).

Algo importante de destacar es el tipo de suelo, en Maipú el suelo es tipo III (suelo de baja capacidad soportante). En este tipo de suelo existe amplificación de las ondas sísmicas y por consiguiente mayores son las fuerzas que ingresan a la estructura.

Para ilustrar las amplificaciones locales por efecto de tipo de suelo, en la parte izquierda de la figura 11 se presentan los primeros 35 segundos de dos registros del MSC de 2010, el uno corresponde a un perfil de suelo tipo II (Santiago-Centro) y el otro a un perfil de suelo tipo III (Huechuraba, ubicada en Santiago). Se nota claramente la amplificación de las ondas sísmicas en el perfil de suelo III.

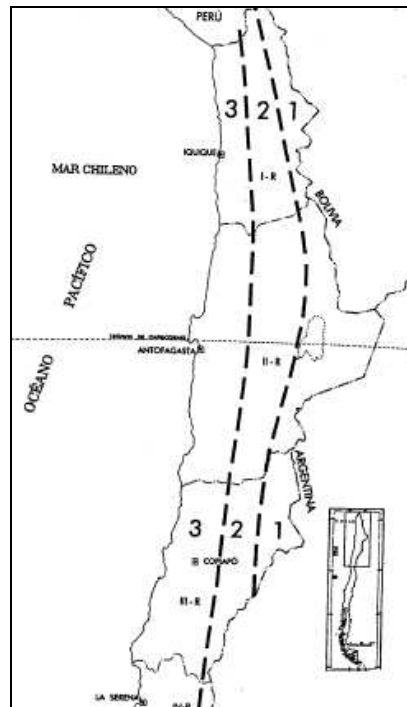


Figura 9 Zonificación Sísmica de Chile. NCh 433 de 1996.

$$A_d = \alpha A_0 \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T}{T_0} \right)^3} \quad (2)$$

Tabla 3 Parámetros que definen el espectro elástico de Chile.

Perfil de Suelo	T_0 (seg)	p
I	0.15	2.0
II	0.30	1.5
III	0.75	1.0
IV	1.20	1.0

En la parte derecha de la figura 11 se presentan los espectros hallados para los dos registros. Las menores aceleraciones espectrales se tienen en el perfil de suelo II y mayores aceleraciones en el perfil III. La diferencia es muy notoria. **De tal manera que el tipo de suelo juega un papel muy importante en la respuesta sísmica.**

El gran daño que sufrieron las estructuras durante el MSC de 2010. Bonelli *et al.* (2010), Blanco (2010) y el hecho de que en varias Localidades los espectros mostraban que las aceleraciones de diseño eran menores que las aceleraciones halladas a partir de los registros del sismo (ver figura 10). Todo esto obligó a que se emita un Código de Diseño Sísmico Emergente para Chile.

En lo que concierne al nuevo espectro de diseño, se adoptó el de la Normativa de Aislación Sísmica (2001) ya que este espectro de alguna forma tomaba en cuenta las lecciones dejadas por el sismo del 3 de marzo de 1985. En efecto, para la zona de períodos largos ($T >$

1.5 seg.) se consideró la envolvente de los espectros de desplazamientos obtenidos durante el sismo de 1985. Se destaca que en la zona de períodos largos fue donde más sobrepasó las aceleraciones espectrales del MSC de 2010 al de la norma de 1996.

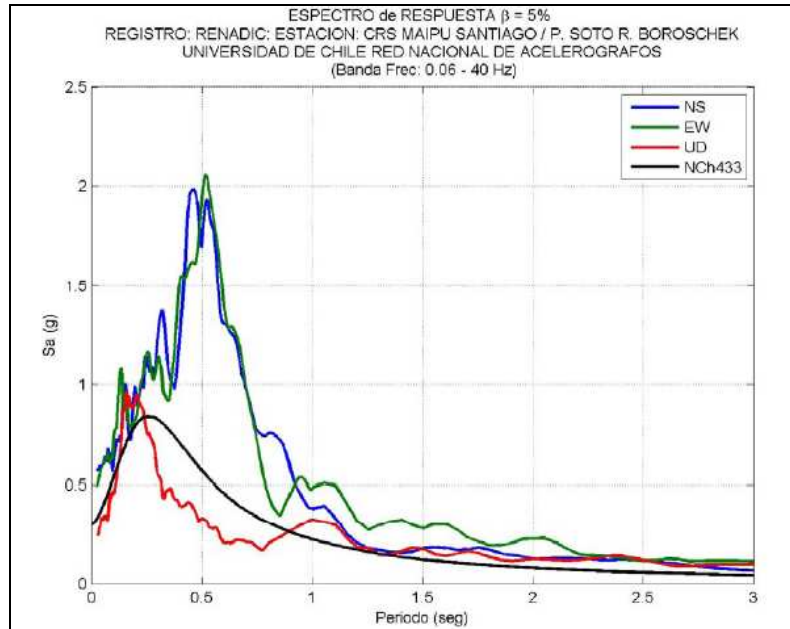


Figura 10 Espectros en Maipú y el de Normativa Sísmica. Boroscheck *et al.* (2010,1).

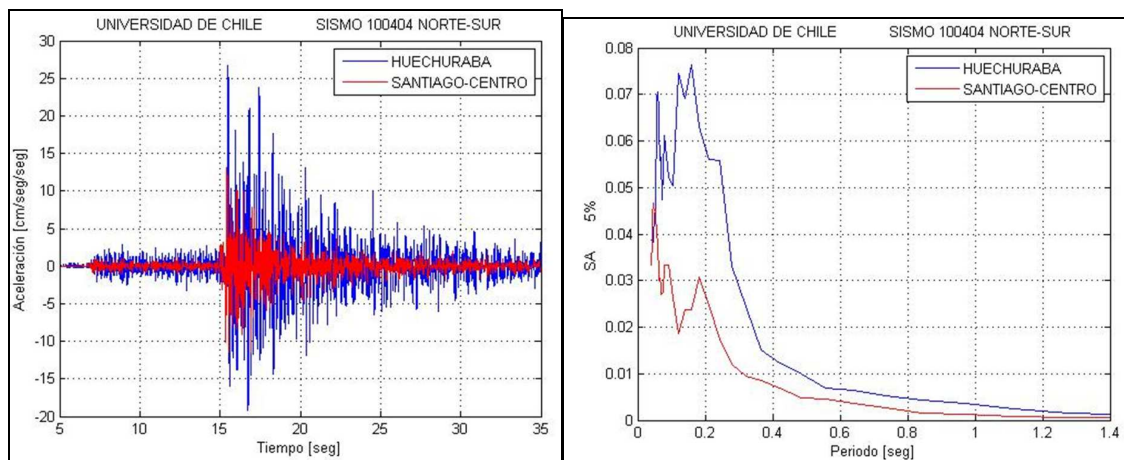


Figura 11 Acelerograma y Espectros en perfiles de suelo II y III. Sarrazín (2010)

En la figura 12, se presenta la forma del nuevo espectro de diseño elástico y los parámetros que definen el espectro base para la zona 2 (ver figura 9) se indican en la tabla 4. Se destaca que la aceleración en roca que en la figura 12 se ha denominado A para la zona 2 vale 400 gals. **Se incrementó de 294 gals que tenía en la Norma de 1996 a 400 gals en el espectro emergente.** Este es el espectro de diseño SDI, que tiene 10% de probabilidad de excedencia en 50 años. Es decir un período de retorno de 475 años.

A partir de los valores de la tabla 4, ($Z = 1$) se pueden encontrar espectros para la zona sísmica 1, multiplicando las ordenadas espectrales por ($Z = 3/4$) y para la zona sísmica 3 multiplicando por ($Z = 5/4$). **La zona sísmica 3 es la de mayor peligrosidad sísmica y en**

la normativa de 1996 tenía un valor $A_0 = 0.4 g$; ahora en la nueva normativa emergente pasa a un valor $A_0 = 0.51 g$. Esto es muy importante tenerlo en cuenta ya que por primera vez en alguna normativa sísmica de Latino América la zona de mayor peligrosidad sísmica ha llegado a $A_0 = 0.51 g$, actualmente Colombia, Ecuador y Perú tienen $A_0 = 0.4 g$ en la zona de mayor peligrosidad sísmica.

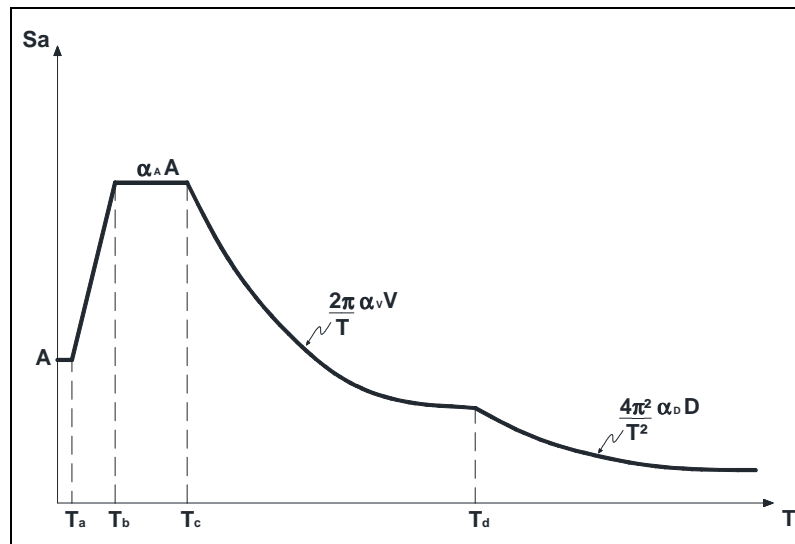


Figura 12 Forma del espectro emergente de Chile.

Tabla 4 Definición del espectro de diseño SDI.

Suelo	T_a (s)	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)	T_e (s)	T_f (s)	$\alpha_A A$ (cm/s ²)	$\alpha_V V$ (cm/s)	$\alpha_D D$ (cm)
I	0.03	0.11	0.29	2.51	10	33	1085	50	20
II	0.03	0.20	0.54	2.00	10	33	1100	94	30
III	0.03	0.375	0.68	1.58	10	33	1212	131	33

De igual manera, si se desea encontrar los espectros para una probabilidad de excedencia del 10% en 100 años, cuyo período de retorno es 970 años. El factor de amplificación para el sismo muy raro, vale $M_M = 1.2$ para las tres zonas sísmicas, esto en la Normativa Emergente.

En la figura 13 se comparan los espectros que se hallan con la Norma Sísmica de 1996 y con el Espectro Emergente, para la zona 2, en un perfil de suelo tipo I. Nótese que existe un incremento significativo en todas las ordenadas del espectro.

4 RÉPLICAS DEL SISMO

En la figura 14 se indica el hipocentro del sismo (ver estrella roja) junto con las réplicas con magnitud mayor que 4.7. Por cierto, en el recuadro de la derecha se indica las réplicas y el tiempo transcurrido en días. Como era de esperarse a medida que pasa el tiempo la actividad sísmica fue disminuyendo pero hubo una gran cantidad de réplicas en los primeros 20 días. En los primeros tres meses se han registrado 283 sismos con magnitud $M_w > 5$ y 22 sismos con magnitud $M_w > 6$. No ha habido réplicas con magnitud $M_w > 7$.

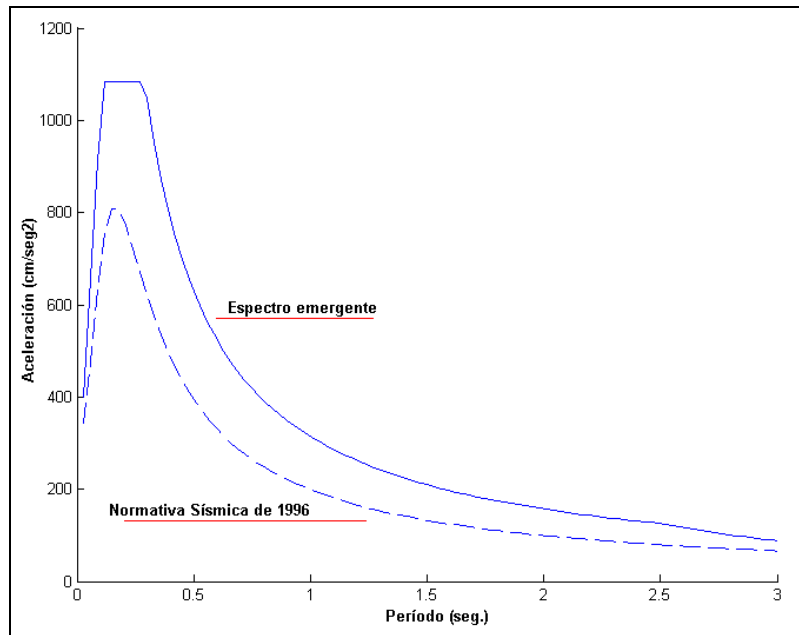


Figura 13 Comparación de espectros para zona 2 en perfil de suelo tipo I (roca).

El sismo ocurrió sobre el límite del contacto entre la placa de Nazca y la placa sudamericana, en un área que tiene una longitud aproximada de 450 km. por 150 km. de ancho (ver curvas de nivel que se encuentran a la izquierda de la figura 14. Barrientos, 2010). En el recuadro se aprecia la parte superficial de la fosa marina, la misma que se halla aproximadamente a 130 km., de la costa y es el límite del desplazamiento súbito de la placa que dio origen al sismo de 2010.

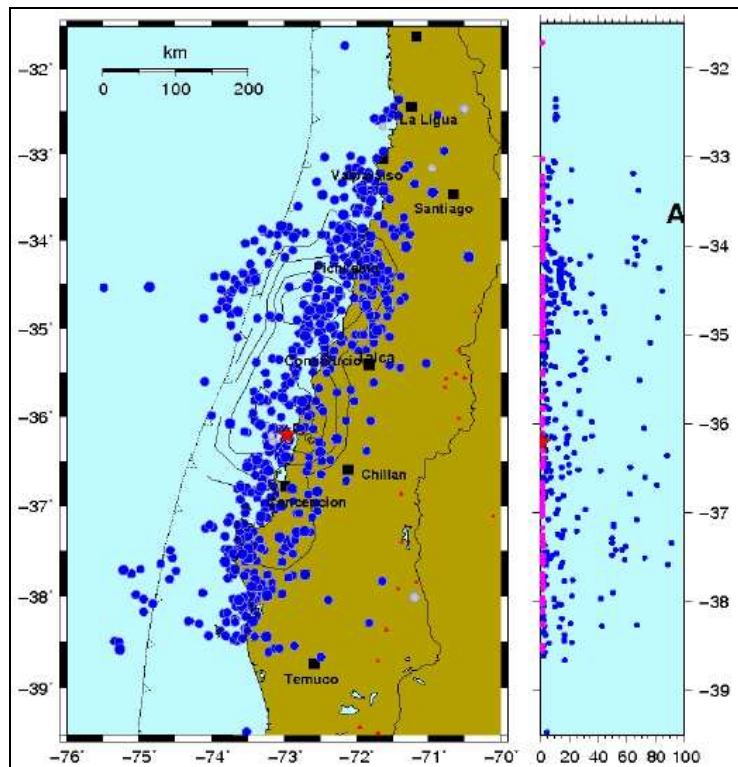


Figura 14 Réplicas del sismo del 27 F, durante los 100 primeros días.

14 *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*

Otro aspecto importante del MSC de 2010, es que un año después se tienen **réplicas tardías** y una de ellas tuvo una magnitud $M_W=6.8$ y una profundidad focal de 20.9 km. (ver círculo de mayor dimensión en figura 15). De tal forma que se trató de un sismo muy fuerte. En sismos de menor magnitud las réplicas tienen una duración de un mes o máximo tres meses pero en este sismo las réplicas llevan un año.

En la parte superior de la figura 15 se presentan las réplicas tardías registradas entre el 1 y 12 de febrero de 2011. En la parte inferior se presentan la profundidad focal de los sismos en la línea P20, como era de esperarse todos son superficiales.

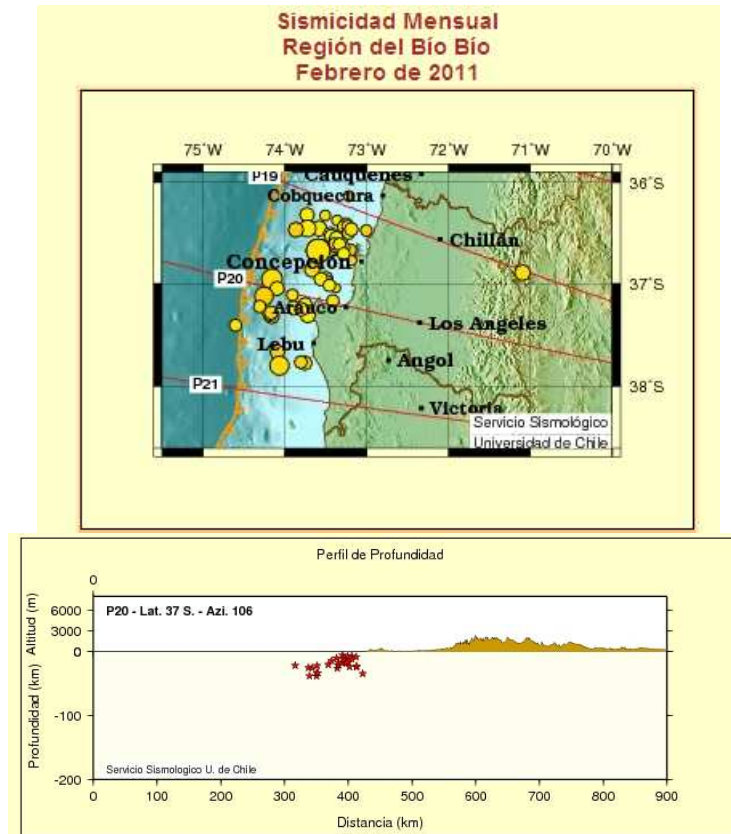


Figura 15 Réplicas tardías del sismo del 27 F.

5 INFORMACIÓN MACROSÍSMICA

Para determinar la intensidad sísmica se usó la relación entre la distribución del daño y la intensidad sísmica (Monge y Astroza, 1989). Esta metodología ha sido aplicada en Chile, aceptando que las viviendas de adobe pertenecen a una Clase A de vulnerabilidad, las viviendas de albañilería sin refuerzo a una Clase B de vulnerabilidad y las viviendas de albañilería confinada a una Clase C de vulnerabilidad.

Las intensidades se determinaron en 98 localidades por inspección visual de los daños de una muestra de viviendas de adobe y albañilería confinada ubicadas en un sector vecino a la Plaza de Armas de cada localidad, siendo el valor estimado representativo de las condiciones locales del sector revisado (Astroza et al., 2010).

En la figura 16 se muestran las intensidades estimadas y las curvas isosistas trazadas a partir de estas intensidades. La forma regular de estas isosistas se debe a que representan las intensidades en un suelo Tipo II, según la clasificación de la norma NCh433 (1996), y por lo

tanto no consideran los efectos beneficiosos o desfavorables que produce otro tipo de suelo.

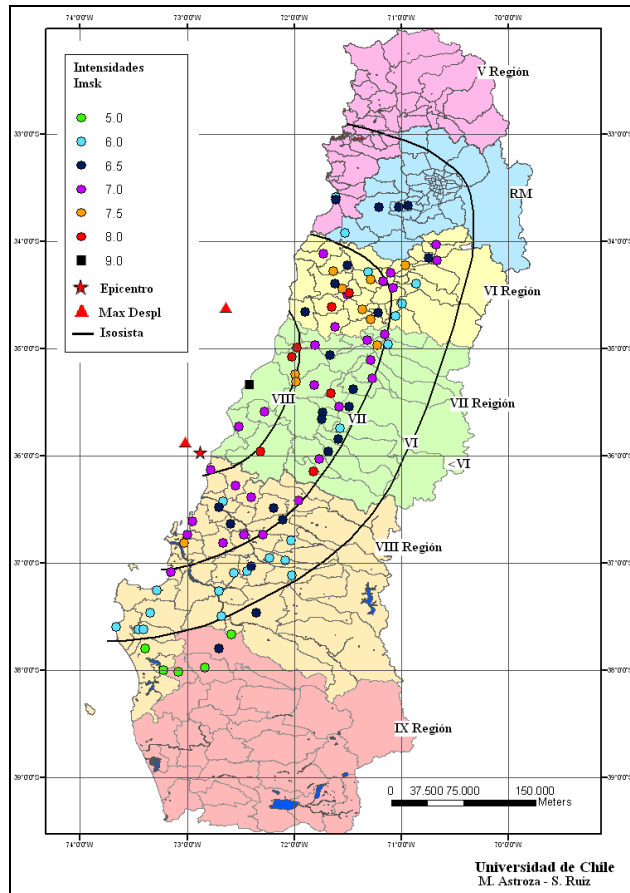


Figura 16 Intensidades en la escala MSK-64 e isosistas del terremoto del 27 F. (Astroza et al., 2010)

En la figura 16 se observa que la intensidad sísmica más alta se produjo en la VI y VII Región de Chile y se comprueba que la longitud de la zona donde se produce una intensidad sísmica de VIII grados es del orden de 200 km, ubicándose aproximadamente entre las latitudes 34,5° Sur y 36,5° Sur. Al mirar las figuras 15 y 16 **se concluye que la longitud de ruptura del sismo de Chile, es aproximadamente igual a la longitud mayor de la isosista de intensidad VII.** Aguiar y Astroza (2010).

Además, el daño se atenúa rápidamente hacia el sur del epicentro, lo que es consecuencia de que el mayor deslizamiento en la zona de ruptura del contacto entre la placa de Nazca y Sudamericana se produjo mayoritariamente hacia el norte del epicentro como se muestra en la figura 14.

6 LEYES DE ATENUACIÓN

En una buena parte de Países, con alta peligrosidad sísmica no se tienen acelerogramas de sismos fuertes, con lo que se complica la obtención de leyes de atenuación. Entonces no queda otra opción, que determinar leyes de atenuación de Intensidades, como un primer paso para luego pasar a encontrar leyes de atenuación de aceleraciones.

En forma general las curvas isosistas si dan una idea de la atenuación del movimiento del suelo durante un sismo, si indican por donde se atenúa más rápidamente el movimiento y por donde se propagó más lentamente este movimiento, de tal manera que si es bastante

confiable encontrar leyes de atenuación de Intensidades a partir de las curvas de isosistas.

En la literatura existen una gran cantidad de modelos de leyes de atenuación para Intensidades, entre los que se destacan los propuestos por Sponheuer (1960); Shebalin (1968); Howel y Schultz (1975), entre otros. Por otra parte, existen varias propuestas para transformar las Intensidades Sísmicas en aceleraciones máximas del suelo. (Murphy y O' Brien, 1977; Saragoni *et al.* 1982).

Aguiar *et al.* (2010) obtiene dos leyes de atenuación para el Ecuador, la una para sismos asociados a fallamiento cortical y la segunda para sismos de subducción. Para el primer caso se trabajó con 14 sismos y para el segundo con 7 sismos, las ecuaciones encontradas son:

- **Fallamiento Cortical**

$$I = 3.756 + 1.586 * M_w - 1.861 * Ln(D + 10) \quad (3)$$

- **Subducción**

$$I = -1.484 + 1.402 * M_w - 0.545 * Ln(D + 10) \quad (4)$$

Donde D es la distancia al foco en km.; M_w es el magnitud basada en el momento sísmico; I es la intensidad en la escala de Mercalli Modificada. Las leyes de atenuación de Intensidades indicadas en las ecuaciones (3) y (4) se pasaron a aceleraciones por medio de la relación propuesta por Saragoni *et al.* (1982). Encontrando las siguientes leyes para el Ecuador. Aguiar *et al.* (2010).

- **Fallamiento Cortical**

$$\log(A_H) = 1.2474 + 0.3735 * M_w - 0.4383 * Ln(D + 10) \quad (5)$$

- **Subducción**

$$\log(A_H) = 0.0134 + 0.3302 * M_w - 0.1284 * Ln(D + 10) \quad (6)$$

Donde A_H es la aceleración horizontal en gals; las otras variables ya fueron descritas.

En la tabla 2 se presentó las aceleraciones máximas registradas por RENADIC (Red Nacional de Acelerógrafos de la Universidad de Chile) durante el 27 F. Los valores máximos de las dos componentes de movimiento horizontal del suelo de esta información se indica en la última columna de la tabla 5 pero además se indica las coordenadas donde se hallan las estaciones.

Con las coordenadas de la estación y las coordenadas del hipocentro, se halló la distancia al foco D que se indica en la cuarta columna de la tabla 5 y en la quinta columna se presenta la aceleración máxima del movimiento horizontal.

Los datos que van hasta la estación de Valdivia fueron halladas por RENADIC y desde la estación San Pedro de la Paz hasta el final fueron registrados por el Servicio Sismológico Nacional de la Universidad de Chile. Estos últimos datos no constan en la tabla 2. Las coordenadas de las estaciones fueron obtenidas de Pulido *et al.* (2010).

Tabla 5 Coordenadas de Estaciones y valores de A_{MAX}

Estación	Coord. Estación		D (km)	A _{MAX} (cm/s ²)
	Longitud	Latitud		
Papudo (V Región)	-71.4440	-32.5090	461.35	408.59
Marga-Marga	-71.5099	-33.0482	405.23	345.20
Viña del Mar Centro	-71.5508	-33.0253	405.37	324.64
Valparaíso UTFSM	-71.5956	-33.0346	402.23	295.35
Valparaíso Almendral	-71.613	-33.0560	399.27	262.11
Llolleo	-71.615	-33.6130	345.69	546.63
Santiago U. Chile	-70.6617	-33.4572	422.32	164.08
Edificio Andalucía	-70.6520	-33.4670	422.24	302.18
Santiago Maipú	-70.7719	-33.5087	410.03	549.54
Hospital Oriente Santiago	-70.5792	-33.5006	411.62	292.42
Hospital Sotero del Río Santiago	-70.5811	-33.5769	418.84	262.76
Metro Línea 5 Santiago	-70.6060	-33.5135	421.95	227.96
Matanzas (VI Región)	-71.8734	-33.9604	298.53	337.52
Curico (VII Región)	-71.2364	-34.9808	197.28	465.48
Hualañe (VII Región)	-71.8053	-34.9765	215.96	442.80
Talca (VII Región)	-71.6649	-35.4299	199.57	462.25
Constitución (VII Región)	-72.4057	-35.3401	142.19	613.80
Colegio Inmaculada Concepción (VIII R.)	-73.0483	-36.8281	69.66	393.21
Angol (IX Región)	-72.7081	-37.7947	178.11	916.63
Valdivia (XV región)	-73.2133	-39.8244	389.99	132.26
San Pedro de la Paz	-73.1087	-36.8443	69.52	637.00
Campus Antumapu	-70.6335	-33.6591	415.45	267.00
Cerro El Roble	-71.0156	-32.9759	439.98	184.00
Cerro Galán Santiago	-70.5369	-33.3961	436.53	220.00
Melipilla	-71.2138	-33.6874	363.96	762.00
Olmúe	-71.1730	-32.9940	362.72	347.00
Casablanca Teatro	-71.4108	-33.3208	362.71	322.00
San José de Maipó	-70.3510	-33.6440	431.87	471.00
Colegio Las Américas. Santiago	-70.5308	-33.4518	432.54	302.00
Cerro Santa Lucía Santiago	-70.6428	-33.4405	425.06	332.00

Ahora bien, en la figura 17 se presenta la ley de atenuación para los sismos de subducción de Ecuador, indicada en la ecuación (6) con línea continua y con líneas entrecortadas esta ley con ± 0.45 de desviación estándar. Se ha dibujado también los puntos de aceleración máxima de la tabla 5.

Se aprecia en la figura 17 que la ley de atenuación de Ecuador para subducción con $\sigma = \pm 0.45$ cubren todas las aceleraciones máximas de la componente horizontal del 27 F. Siendo σ la desviación estándar.

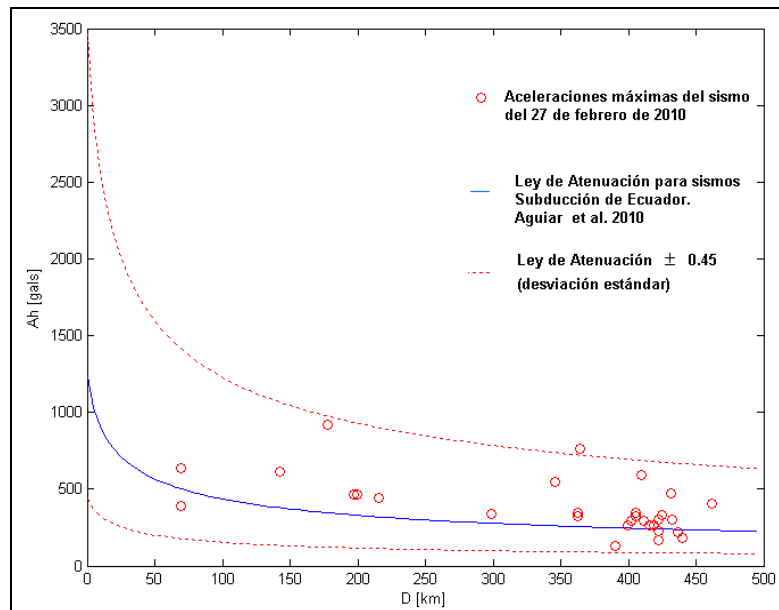


Figura 17 Aceleraciones máximas del sismo del 27 F., y ley de atenuación para Ecuador.

7 DAÑO EN PUENTES

Una buena parte de los puentes que sufrieron daño en Chile, durante el 27 F., fue debido a que **no tuvieron vigas transversales** (diafragmas), que les permita soportar en forma adecuada la fuerza sísmica transversal al puente y sobre todo que le permita mantener la geometría del tablero, con una rigidización apropiada.

En sismos severos como el MSC, **la componente vertical puede ser muy importante en los puentes, por esta razón se recomienda tener barras de anclaje para que todos los elementos estructurales trabajen monóticamente**. En Chile el uso de la barra de anclaje es muy difundido aunque en algunos puentes no estuvieron bien construidos.

Otro tema que se abordará es la **importancia que tienen los Apoyos de Neopreno** y la necesidad de colocarlos en forma adecuada de tal manera que no se vayan a salir de su sitio durante un sismo severo ya que se perdería la rigidez y amortiguamiento que proporcionan al puente.

La **socavación** es una de las principales causas de colapso de los puentes, de ahí la necesidad de tomarles en cuenta en el diseño, de controlar y tomar acciones correctivas durante la vida del puente. Algunos de los puentes que tuvieron mal comportamiento sísmico durante el MSC tenían problemas de socavación.

Finalmente, es muy importante hablar sobre los **topes transversales** ya que en varios casos estas fueron insuficientes y colapsaron o sufrieron mucho daño con lo que las vigas terminaron en el suelo al no tener un elemento que les detenga.

7.1 Vigas Transversales

El Manual de Carreteras 2002, de Chile; al igual que la norma AASHTO 2005, permiten diseñar puentes sin la presencia de diafragmas transversales, siempre y cuando se demuestre en forma detallada que la estructuración del puente en sentido transversal, es capaz de soportar la acción sísmica. **Si el proyectista lo demuestra, con la colocación de topes transversales o con el anclaje vertical, no tiene necesidad de colocar vigas transversales**

ya que tendrá otros elementos que lo soporten. Pero se vio en el sismo de 2010 que esto no funcionó.

Es conveniente en cualquier estructura tener rigideces parecidas en sentido longitudinal y en sentido transversal. Cuando solo se colocan vigas en un solo sentido, se hace muy rígido en esa dirección pero muy débil en sentido transversal y la falla se va a dar en el sentido débil. En los puentes pasa igual si solo se tienen vigas en un solo sentido va a fallar en el sentido contrario sobre todo cuando el puente tiene cierta curvatura.

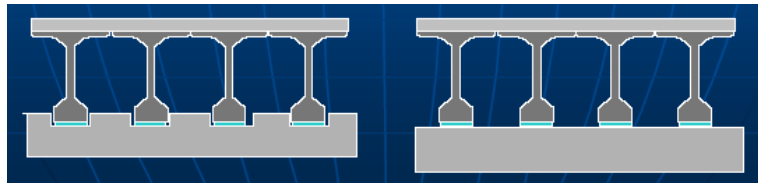


Figura 18 Sección transversal de las vigas longitudinales en los apoyos. Kawashima *et al.* (2010)

En la figura 18 se ilustra el caso que está en estudio, presentando la sección transversal de varias vigas longitudinales que llegan a un apoyo. El caso de la derecha es más crítico ya que las vigas en su parte inferior no tienen la traba sísmica que de alguna manera ayuda a resistir las cargas sísmicas laterales. Se notan las vigas sobre los apoyos de Neopreno y en la parte superior se tiene el tablero del puente.

Si la traba sísmica no tiene la suficiente capacidad al corte, va a sufrir daño el mismo que se propaga al ala inferior de la viga longitudinal, al alma y al tablero del puente, como se verá más adelante en el Puente Llacolen, que está ubicado en Concepción.

Una vez que se produce este daño va a caerse si la longitud de apoyo de las vigas no es la adecuada. **La longitud de apoyo N requerida**, de acuerdo al Manual de Carreteras 2002 se encuentra con las siguientes ecuaciones.

$$N \geq (203 + 1.67 L + 6.66 H) * (1 + 0.000125 \alpha^2) \quad (7)$$

$$N \geq (305 + 2.5 L + 10 H) * (1 + 0.000125 \alpha^2) \quad (8)$$

Donde N es la longitud del apoyo en mm.; L es la longitud del vano en m.; H es la altura del puente; α es el ángulo de esviaje de los apoyos medidos en grados a partir de una línea perpendicular a la luz. La ecuación (7) es para puentes de la categoría "a" y "b"; mientras que la ecuación (8) para puentes de la categoría "c" y "d". Por otra parte, AASHTO (2005) recomienda que la longitud de apoyo sea mayor a:

$$N \geq (200 + 0.0017 L + 0.0067 H) * (1 + 0.000125 \alpha^2) \quad (9)$$

Nótese en la parte superior izquierda, de la figura 19, que el estribo tiene una longitud total que es mayor al N , la distancia que no está acotada se denomina S y es el desplazamiento que se espera debido al movimiento lateral del Neopreno. Finalmente se debe indicar que las ecuaciones presentadas son recomendables para puentes con luces menores a 70 m.

En la parte superior izquierda, de la figura 20, se observa varios vanos del Puente Llacolen, que no tuvieron daño y se encuentran en un tramo recto; se recuerda que en el tramo recto la longitud de apoyo de la viga es menor con respecto al tramo curvo. En la parte superior derecha de la figura 20 se aprecian las vigas longitudinales y en un círculo se aprecian las trabas sísmicas que se han colocado en forma alternada, es decir hay dos vigas y existe una

traba sísmica, luego otras dos vigas sin traba sísmica, y así sucesivamente. No hay viga transversal en los apoyos, únicamente las trabas sísmicas colocadas en forma alternada.

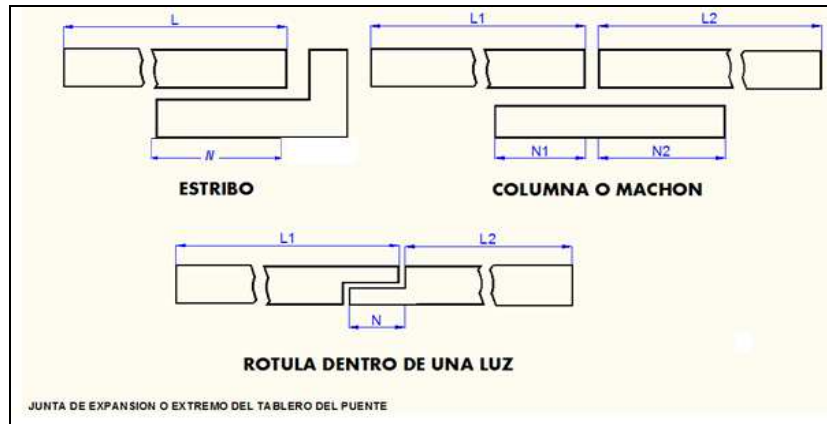


Figura 19 Longitud de apoyo de las vigas.



Figura 20 Falla de un tramo del Puente Llacolen.

En la parte inferior izquierda de la figura 20 se aprecia el inicio del tramo cuyo tablero colapsó e inmediatamente colocaron un Puente Mecano para no interrumpir la circulación vehicular entre Concepción y San Pedro; este tramo se encuentra en una pequeña curva y muy próximo al lugar en que llegan otros puentes. Finalmente en la parte inferior derecha se aprecia el tablero del puente colapsado.

El Puente Llacolen es muy rígido en sentido longitudinal pero flexible en sentido transversal y es así como en el tramo que colapsó el tablero por si solo no fue capaz de soportar la fuerza transversal y se generó una **falla longitudinal muy pronunciada en la mitad del vano**, como se aprecia en la parte superior derecha de la figura 21; en la fotografía

superior izquierda se ve a la vigas longitudinales apoyadas sobre la pila en la parte que no se cayó, en cambio la fotografía de la derecha corresponde a la viga apoyada en el suelo.

En la parte inferior de la figura 21 se tiene una vista transversal y frontal del apoyo; las vigas longitudinales que llegaban al apoyo, se salieron de su base y colapsaron. A la izquierda se puede apreciar que la longitud de apoyo para las vigas está entre 40 y 50 cm.; se ve también la huella que dejaron las vigas longitudinales en la Pila durante su caída.



Figura 21 Daño en tablero y apoyo de Puente Llacolen.

A los tres meses del sismo, empezaban los trabajos de reconstrucción de este tramo del Puente. Las vigas longitudinales presforzadas tenían daño en los extremos que si era reparable pero por el alto peso de las mismas, alrededor de las 750 T., era muy complicado levantarlas sin que el puente deje de funcionar.

Por lo tanto, una condición de la reparación es que el puente siga funcionando y para ello decidieron demoler las vigas existentes y colocar nuevas. Es probable que en la colocación de las nuevas vigas se suspenda el tráfico por uno o dos días.

Normalmente no es una sola la causa que lleva al colapso a una estructura, sino varias, en el Puente Llacolen se ha indicado la principal cual es la falta de vigas transversales, asociada a la poca longitud de apoyo de las vigas en los estribos.

7.2 Anclaje vertical

En la mayor parte de los puentes de Chile, las vigas transversales o la losa del tablero del puente están ancladas a los estribos o apoyos interiores, esto es muy bueno hacerlo para que el puente no se levante ante la acción de la componente vertical del sismo.

Las vigas longitudinales y transversales se apoyan sobre los estribos o apoyos interiores, de tal manera que pueden desplazarse verticalmente y lateralmente durante un sismo severo. No se puede pensar que el peso propio impide el corrimiento vertical, por esto se

22 *Revista Internacional de*
Ingeniería de Estructuras

requiere que se tenga barras de anclaje vertical.

En el puente Llacolen se colocó mal las barras de anclaje ya que en la parte superior, bajo el tablero se construyó una pequeña viga en la cual se ancló la barra vertical. En la figura 21 se aprecia que en la parte del tablero que se cayó se desprendió la pequeña viga transversal con la barra de anclaje.

El diámetro mínimo de las barras de anclaje es de 22 mm. Para el diseño de estas barras se considerará el siguiente coeficiente sísmico vertical.

$$k_v = \frac{A_0}{4g} \quad (10)$$

Donde A_0 es la aceleración máxima del suelo en roca de acuerdo al mapa de peligrosidad sísmica; g es la aceleración de la gravedad. Para el cálculo de la armadura vertical se desprecia la contribución de las cargas debido al peso propio. Manual de Carreteras (2002). Además las barras de anclaje deberán cumplir con las disposiciones ASTM A 706 M, se permite el empleo de acero de refuerzo ASTM A 615 grados 280 y 420, en estos elementos siempre y cuando:

- a) La resistencia real a la fluencia, obtenida en laboratorio no sea mayor que la resistencia especificada en más de 120 Mpa.
- b) La razón entre la tensión última de tracción y la tensión real de fluencia no sea menor de 1.25.

La Normativa AASHTO LRFD (2005) indica que son necesarias, las barras de anclaje **si las fuerzas sísmicas verticales en el apoyo superan el 50% de la reacción para carga permanente en dicho apoyo.** Se deben diseñar para el mayor valor entre:

- o 10 % de la reacción por carga permanente.
- o 120 % de la diferencia entre las fuerzas de levantamiento por sismo y la reacción por carga permanente.

En la figura 22 se presenta la falla en uno de los estribos del Puente Las Mercedes, ubicado en la Ruta 5. (Kawashima *et al.* 2010). En la fotografía superior se aprecia que las barras de anclaje vertical no fueron fundidas directamente a la losa del tablero del puente sino que fueron fundidas a una viga que sobresale del tablero, de tal manera que hubo deficiencia en la construcción del anclaje vertical.

Se aprecia en la fotografía superior de la figura 22 que la traba sísmica exterior no fue suficiente para impedir el desplazamiento transversal del puente, motivo por el cual la viga longitudinal exterior se cayó de su apoyo. Nótese que este puente, tampoco tiene viga transversal, que se habló en el apartado 7.1.

En la fotografía inferior de la figura 22 se ve el tablero caído y desplazado transversalmente entre 80 y 100 cm. No se puede decir que la falla se debió a la armadura de anclaje vertical o a la traba sísmica; la falla se debió a la falta del diafragma o viga transversal del puente, agravado por una mala construcción de las barras de anclaje y de la traba sísmica.



Figura 22 Falla de elementos de anclaje vertical y tope sísmico del Puente las Mercedes. Kawashima *et al.* (2010)

7.3 Apoyo de Neopreno

Los apoyos de Neopreno a más de soportar las cargas verticales, trabajan al corte y se oponen al movimiento sísmico con una rigidez horizontal k_h y un factor de amortiguamiento ξ , trabajan como unos aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento. Aguiar *et al.* (2008).

$$k_h = \frac{G_a A}{H} \quad (6.5)$$

$$c_h = 2 \xi \sqrt{m k_h} \quad (6.6)$$

Donde G_a es el módulo de corte de la goma; A es el área de la goma que trabaja al corte; H es la altura efectiva de la goma; m es la masa que gravita sobre el apoyo de

Neopreno; k_h, c_h son la rigidez y amortiguamiento; ξ es el factor de amortiguamiento del Neopreno.

La respuesta sísmica de un puente considerando la rigidez y amortiguamiento del apoyo de Neopreno es menor a la respuesta sísmica en que no se considera dicho apoyo. **De ahí que se deban tomar las precauciones del caso para que este no se salga de su apoyo.** Aguiar y García (2010).



Figura 23 Apoyo de Neopreno

En la figura 23 se presenta un apoyo de Neopreno, para tener relación con el tamaño, en la parte superior está el estuche de una cámara fotográfica. Si este apoyo se coloca tal cual como está sobre los estribos o sobre los apoyos interiores (pilas del puente) y encima van las vigas longitudinales del puente. **La probabilidad de que el Neopreno se salga del estribo o pila y deje de trabajar es muy alta.**

Para evitar esto es conveniente que el apoyo de Neopreno tenga dos placas de acero en los extremos con los respectivos orificios para poder anclar al estribo o pila y a las vigas longitudinales.

A los tres meses del MSC, en el puente Llacolen, se encontró los dos apoyos de Neopreno indicados en la figura 24, se aprecia que el de la izquierda si trabajó y mucho durante el sismo pero en cambio el de la derecha no trabajó o **empezó a trabajar y se salió de su sitio tal vez por que le faltó una placa de anclaje en la parte inferior y superior.**

En el puente Ballena, muy cerca de Concepción, los apoyos de Neopreno tuvieron un rol fundamental en el desempeño sísmico del puente durante el 27 F. En la parte superior de la figura 25 se observa que el Neopreno se deformó bastante al corte a tal punto que se rompió, aproximadamente en la mitad.

En la fotografía inferior de la figura 25 se aprecia una pila del puente Ballena, se observa que tiene la viga transversal, las barras de anclaje vertical y los apoyos de Neopreno. El puente a pesar de estar muy cerca de la zona epicentral no tuvo daño en sus principales elementos, solo los apoyos de Neopreno fueron los que ingresaron al rango no lineal.



Figura 24 Apoyos de Neopreno de Puente Llacolen.



Figura 25 Apoyos de Puente Ballena.

7.4 Socavación

La socavación es la disminución del lecho del río por la erosión del agua, con una tendencia a exponer la fundación del puente. Muñoz y Vlabuena (2000). La socavación también se presenta en los accesos a los puentes, por la misma causa. El problema es crítico en puentes sobre ríos caudalosos.

26 *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*

Se muestra en primer lugar un puente que tuvo problemas de socavación en el MSC, y posteriormente se ve la importancia de adoptar la forma como se categorizan los puentes en Chile, en función de la socavación, de la importancia del puente y de la peligrosidad sísmica.

En la figura 26 se muestra el puente Juan Pablo II, y se observa que el tablero no está completamente horizontal sino que existen **algunos apoyos que se han hundido** debido a la socavación experimentada durante el MSC. El estribo del puente, que no se ve en la fotografía, sufrió un daño considerable; no se puede decir que fue solo por el efecto de socavación el daño, sino también por otras causas como la existencia de elementos cortos en el caso del puente Juan Pablo II.



Figura 26 Asentamiento en un apoyo por efecto de la socavación en el Puente Juan Pablo II.

El grado de peligro de socavación sísmica (PSS) corresponde al nivel de socavación remanente después de ocurrida la socavación máxima y se expresa como un porcentaje de esta última. Manual de Carreteras (2002). Existen dos parámetros que deben ser tomados en cuenta en la clasificación del PSS y son: La socavación total para T = 25 años, que se va a denominar ST_{25} , y la socavación total del diseño ST_D . En la tabla 6 se indica como se debe evaluar el PSS.

Tabla 6 Peligro de Socavación Sísmica		
Peligro de Socavación Sísmica PSS	% Socavación total A considerar en el Diseño	$\frac{ST_{25}}{ST_D} * 100$
1	75	≤ 75
2	100	> 75 y ≤ 100

El ST_D se evalúa para los períodos de retorno que están indicados en la Tabla 3.1002.302A del Manual de Carreteras (2002) pero como se ve en la tabla 6 existe la posibilidad de considerar un porcentaje de este total, dependiendo de la relación ST_{25} / ST_D expresada en porcentaje. Es más, dicho manual acepta a que la rebaja del ST_D sea hasta del 50% siempre y cuando esté debidamente justificado. Pero a más de ello en la tabla 6 se determina el peligro de socavación sísmica, PSS en base al cual se clasifican los puentes.

El Manual de Carreteras (2002) clasifica los puentes en a, b, c, d , las dos últimas categorías son las más exigentes. En la tabla 7 se indica la forma como lo hacen; en la primera columna se tiene la aceleración efectiva máxima A_0 , en que se halla ubicado el puente (zonificación sísmica); en la segunda el PSS descrito en la tabla 6 y las dos restantes columnas son la clasificación por importancia. Se destaca que los valores de la aceleración efectiva máxima A_0 , no corresponden a la aceleración máxima del suelo a_0 ; que se mide con acelerógrafo durante un sismo; los valores de A_0 son menores a a_0 y sirven para construir los espectros de diseño.

Tabla 7 Categorías de Comportamiento Sísmico

Aceleración Efectiva Máxima A_0	Peligro de Socavación	Clasificación por Importancia	
		<i>I</i>	<i>II</i>
0.20 <i>g</i>	1	A	A
	2	B	B
0.30 <i>g</i>	1	B	B
	2	C	C
0.40 <i>g</i>	1	C	C
	2	D	D

En la tabla 7, g es la aceleración de la gravedad; la importancia del puente, en principio es definida por la Dirección de Vialidad pero los puentes y estructuras esenciales son tipo *I*, otros puentes y estructuras son tipo *II*.

7.5 Topes transversales

Los estribos (cepas) y pilas de un puente deben tener topes transversales que restrinjan el desplazamiento transversal de la superestructura, y para evitar un desplazamiento excesivo del tablero del puente. Manual de Carreteras (2002). **La altura de los topes deberá ser mayor o igual a 30 cm.**

Para el diseño de los topes transversales **se considerará la cuarta parte de la fuerza sísmica horizontal** que actúa en sentido transversal, en los extremos de ambos tramos. Se deberá **dejar una holgura entre los topes y la superestructura igual al desplazamiento sísmico más 5 cm. El diseño de los topes transversales deberá ser lo suficientemente dúctiles para evitar la caída del tablero.**

Todo esto indica el Manual de Carreteras (2002). Se entiende que al diseñar los topes transversales de la forma indicada ya no se requiere la colocación de vigas transversales pero no fue así. Se presentan algunos casos en que fallaron estos topes durante el MSC.

En la figura 27 se presenta el Puente Perquilauquén, ubicado en la región de Bío Bío. Hay dos puentes en la carretera, el uno construido antes de 1990 (es el que está a la derecha de la fotografía superior y a la izquierda en la fotografía inferior) y el otro puente es moderno.

El puente antiguo se lo ve más resistente y soportó muy bien el sismo. En cambio el moderno estuvo a punto de colapsar, tuvo mucha suerte el puente ya que uno de sus topes transversales falló (ver círculo de fotografía inferior). Se aprecia que el tope quedó suspendido.

El puente moderno no tiene vigas transversales, el anclaje vertical está mal construido ya que hicieron una pequeña viga en la parte inferior del tablero para anclar la armadura vertical.



Figura 27 Puentes en Perquillauquén.

En la figura 28 se presenta el Puente Quilicura, ubicado en el Norte De Santiago de Chile, que se encuentra aproximadamente a 400 km., del epicentro del sismo de 2010. Se observa en la fotografía superior que el tope transversal es de acero y que no resistió la fuerza sísmica, es más al fallar generó daño en el apoyo vertical. El tope corresponde a una viga longitudinal exterior.

En la fotografía inferior se ve dos topes del mismo apoyo pero de una viga central, están ligeramente deformados, también se aprecia el apoyo de Neopreno sobre un pedestal y la viga longitudinal

8 DAÑO EN EDIFICIOS

- El colapso de edificios de hormigón armado, con muros de corte y nuevos que aparentemente parecían sismo resistentes, si que llama la atención y es necesario estudiarlos con detenimiento para ver cuales son las fallas cometidas y no volver a cometerlas. Tan impactante como el colapso es ver el daño en losas de entrepiso o daño en muros de corte. Estos temas van a ser expuestos en forma rápida en este apartado pero antes se debe mencionar algunas características que tenían los edificios que tuvieron un mal comportamiento sísmico.

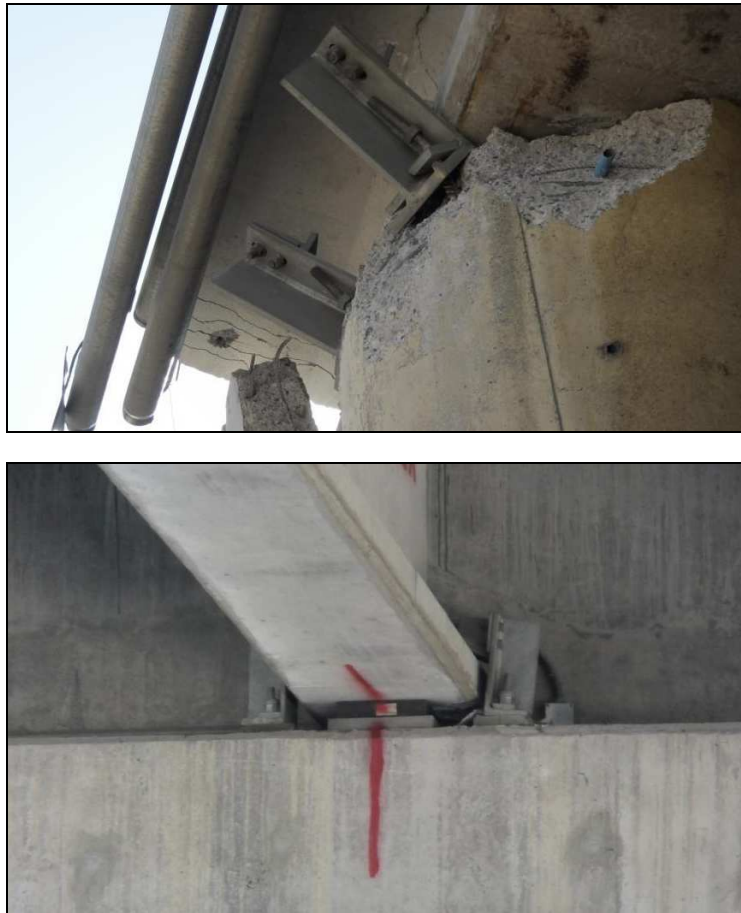


Figura 28 Puente Quilicura en Santiago de Chile.

- Son edificios alargados, con relaciones de dimensión larga a corta mayor a 2, que los convierten en edificios vulnerables por torsión en planta. Además son bastante esbeltos.
- No se observan muros de corte en las fachadas pero lo tienen en su interior. En el sentido largo los muros definen corredores de circulación y en el sentido transversal limitan los departamentos. La unión de los pórticos ortogonales da origen a tener **muros de corte en forma de “L” o en forma de “T”**. El daño se presentó en los bordes libres que son las zonas más débiles, agravados por que no fueron diseñados con elementos especiales en los bordes. ACI (2005).
- El subsuelo de los edificios es utilizado como parqueadero y se extiende hasta los límites exteriores del terreno pero a partir de la planta baja se respetan los retiros en los cuatro lados. Por facilidad de circulación de los vehículos en el subsuelo disminuyen la sección de los muros y en los pisos superiores son un poco más grandes con lo que se crea la falla denominada **muro bandera**. Esta falla presentaban algunos edificios que sufrieron daño durante el sismo.
- A partir del primer piso tienen volados para los balcones y en algunos edificios nuevamente se presentó la falla **muro bandera**.
- Las losas de entepiso son macizas con un espesor mínimo de 11 cm., y desde 1996 el espesor mínimo es de 14 cm.
- En la periferia utilizan vigas invertidas de un tamaño considerable por lo que en algunos casos se crean **elementos cortos** que son muy vulnerables.
- Los muros de corte de edificios de pequeña altura tienen espesores de 12 cm., y de gran altura se encontró con espesores de: 15, 17 y 20 cm.
-

8.1 Edificio Alto Río

En el centro de la ciudad de Concepción y muy cerca del puente Llacolen, se hallaba el edificio Alto Río de 15 pisos de alto más un subsuelo, que durante el sismo del 27 F. se volcó hacia atrás, ya que **todos los muros de la planta baja colapsaron**.

En la parte superior izquierda de la figura 29 se observa al edificio Alto Río, que tiene un gran voladizo en la planta baja y en la parte superior hay dos pisos más en un extremo con lo que **no se descarta que haya tenido *problemas de torsión***.

En la parte inferior de la figura 29 se muestra la planta del edificio y se aprecia que la relación entre la longitud larga con respecto a la longitud corta es superior a 4, con lo que se acentúan los **problemas de torsión**.



Figura 29 Edificio Alto Río

También se aprecia en la distribución en planta, con otro color los muros de corte que tienen una forma de “T” y hay otros en forma de “L”. Estas dos formas de muro no son recomendables para zonas sísmicas y quedó en evidencia en el mega sismo del 2010. Bonelli *et al.* (2010).

Finalmente, se aprecia en la parte superior derecha de la figura 29 como quedó el edificio, se volcó en el sentido de la longitud más corta. Como consecuencia del impacto se fracturó a la altura de los pisos intermedios.

En la figura 30 se aprecia a la izquierda del edificio Alto Río, un edificio de 25 pisos, recién terminado de construir, que tuvo daños menores en los dinteles pero que **fue cimentado sobre pilotes de 18 m.**, de longitud considerando suelo tipo III en el diseño, **mientras que el edificio Alto Río tenía cimentación superficial**. GEER, 2010.



Figura 30 Edificio con daños menores cerca de Alto Río.

8.2 Falla en dinteles y losa de entrepiso

Como se indicó en los corredores de algunos edificios se colocan los muros de corte y en algunas partes entre dos muros, se tiene la puerta de ingreso a un departamento como se observa en la figura 31. Los grandes esfuerzos a que estuvieron sujetos los muros provocaron el colapso del dintel de acople y daños en la losa maciza plana.



Figura 31 Colapso de un dintel y daño en la losa. Sarrazín (2010)

En la figura 32 se presenta un edificio de la ciudad de Talca de 5 pisos que tuvo gran daño en los dinteles que unen dos muros de corte, el mismo que se propagó a la losa como se aprecia en la fotografía de la derecha generando grietas entre 10 y 15 mm., de espesor las mismas que atraviesan toda la losa y causaron deformación y rotura de algunas varillas de acero. Almazán (2010). En esta estructura la energía sísmica fue disipada por el dintel y la losa.



Figura 32 Daño en dintel y losa. Almazán (2010).

8.3 Falla por flexión en muros

Cuando se construye el diagrama momento curvatura de un elemento estructural (columna, muro de corte, viga) considerando la interacción flexión-corte se observan las dos curvas: la de flexión y la de corte. Estas son las curvas de capacidad que dependen de las dimensiones del elemento estructural, de la calidad de los materiales, de la armadura longitudinal y transversal y para el caso de los elementos verticales depende también de la carga axial actuante. Satyarno (2000), Vecchio y Collins (1986), Aguiar (2002).

Ahora la **falla de flexión** se produce cuando la capacidad al corte es mayor a la capacidad a flexión. Esta falla se caracteriza por el balanceo del muro en torno a sus extremos. El muro empieza a deformarse por flexión como se indica a la izquierda de la figura 33, se forman grietas en la parte inferior y la carga vertical, que antes de deformarse el muro pasaba por el centro de gravedad, ahora se desplaza hacia el lado que trabaja a compresión y genera daño, primero en el hormigón y luego en el acero. A la derecha de la figura 7.7 se presentan varios muros de corte con este tipo de falla. San Bartolomé *et al.* (2010).



Figura 33 Falla por flexión en muros. San Bartolomé *et al.* (2010).

8.4 Falla por corte en muros

Esta falla se produce cuando la capacidad a flexión en el muro es mayor a la capacidad a corte. **Es una falla frágil que produce más daño, que la falla a flexión** indicada anteriormente, fundamentalmente se debe a insuficiencia de armadura transversal.

La falla a flexión genera grietas diagonales en el muro y ocasiona, también, un desplazamiento de la carga vertical lo que provoca que eventualmente pueda existir daño en la base de los extremos del muro.



Figura 34 Falla por corte en muros (San Bartolomé *et al.* 2010).

En la figura 34 se muestra una **falla por corte** en un edificio de Viña del Mar, muy distante del epicentro. Nuevamente, no se puede indicar que un edificio falló exclusivamente por una determinada falla, hay algunas fallas que llevan a tener mal comportamiento sísmico de las estructuras.

8.5 Discontinuidad en la rigidez

Existen edificios en los cuales se presentan cambios bruscos de la rigidez de piso y esto se debe al proyecto arquitectónico, donde eliminan de vigas en ciertos pisos y nuevamente vuelven a colocarlos en los pisos superiores.

Uno de estos casos se dio en el edificio que se presenta en la figura 35, que está ubicado en la calle O'Higgins 241 de la Ciudad de Concepción, que hasta antes del sismo era el edificio más alto de la ciudad, con 22 pisos destinados a oficinas.

A la altura del piso 12 se dio una **disminución en la rigidez de piso** por la eliminación de algunas vigas y fue ahí donde se presentó el mayor daño, como se observa en la fotografía superior de la figura 35. En la fotografía inferior se ilustra las fallas de corte que se dieron en los muros de la fachada que se vieron debilitadas por la presencia de las ventanas.

8.6 Falla de corte-cizalle

Cuando un muro falla a flexión o corte, se produce en primer lugar el tritramiento del concreto con lo que las varillas longitudinales se ven más expuestas a pandear o lo más crítico a que se rompan como se a la derecha de la figura 36 que corresponde al extremo del muro.

En la fotografía central de la figura 36, se tiene la falla en el muro y a la izquierda, la fachada del edificio que por cierto, es irregular en elevación.



Figura 35 Edificio O'Higgins en Concepción.



Figura 36 Falla por corte cizalle en edificio de Concepción.

Al fallar el muro existe un deslizamiento lateral del mismo. A esta falla también se le conoce con el nombre de **falla por flexo-compresión** con desprendimiento de hormigón, pandeo y rotura de refuerzo vertical como se aprecia en la figura 37 que corresponde a un edificio de Santiago. Almazán (2010).

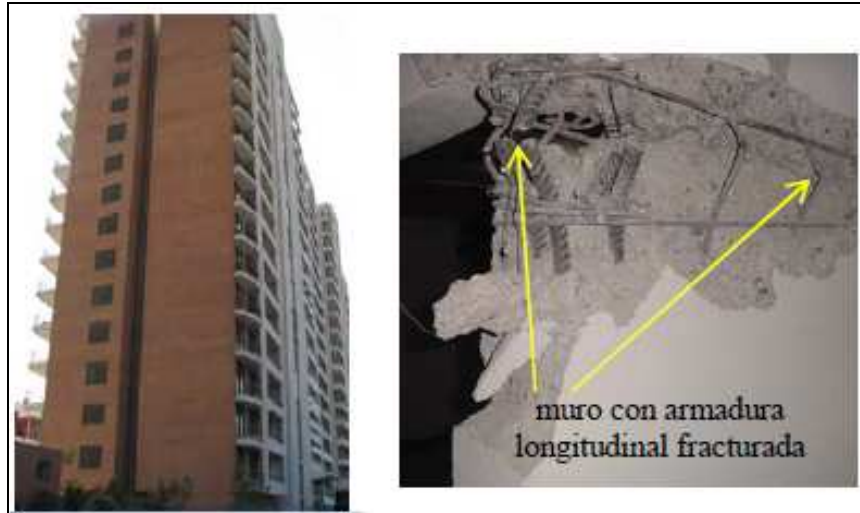


Figura 37 Falla de corte cizalle en edificio de Santiago.

9 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El MSC dejó importantes lecciones en varios campos del conocimiento, las mismas que han sido presentadas en este artículo, en forma bastante rápida por motivo de espacio. De cada uno de los campos tratados se va a emitir un comentario o conclusión, el que se considera el más importante.

- De la información sismológica se comprobó una vez más que los sismos interplaca tipo thrust **son muy largos y con muchos pulsos de energía**. Además es muy interesante conocer por medio de las **deformaciones cosísmicas** como la corteza se desplazó en sentido contrario al que tenía antes del MSC.
- De los espectros de respuesta se destaca la **existencia de varios peaks característicos que toman en cuenta el tipo de suelo y la fuente sísmica**.
- El espectro propuesto para el Código Emergente, tiene ordenadas bastante más altas que el espectro vigente hasta antes del sismo. En la zona de mayor sismicidad la aceleración máxima en roca superó el 0.4 g que tienen la mayor parte de normativas sísmicas de América del Sur, para un período de retorno de 475 años.
- Dada la gran magnitud que tuvo el sismo, **las réplicas del sismo han durado alrededor de un año**. La registrada el 11 de febrero de 2011 tuvo una magnitud de 6.8.
- De la información macrosísmica del sismo se concluye que **la longitud de ruptura del sismo está asociada con la isosista de intensidad VII**.
- La **ley de atenuación de aceleraciones hallada para el Ecuador cubre bastante las aceleraciones máximas registradas durante el MSC**, con un desviación estándar de 0.45.
- La principal causa del **mal comportamiento sísmico de algunos puentes fue debido a la falta de vigas transversales**. Se vio que no funcionaron bien el anclaje vertical fundamentalmente por que fueron mal construidos y tampoco funcionaron bien solamente colocar topes transversales. Se volverán a construir los Puentes como se lo hacía antes de 1985 con vigas transversales, anclaje vertical y topes sísmicos.
- El mal comportamiento sísmico que tuvieron los edificios de Hormigón Armado con muros de corte, se debió entre otras cosas a: **espesores de muros muy pequeños**,

36 *Revista Internacional de*
Ingeniería de Estructuras

falta de elementos especiales en los bordes, falla en muros en forma de “L” o en forma de “T”, en los bordes libres; no se consideró en forma apropiada el tipo de suelo de fundación.

AGRADECIMIENTOS

Al Crnl. Ing. Carlos Rodríguez Arrieta, Rector de la Escuela Politécnica del Ejército por haber apoyado el desarrollo de esta investigación. Lo propio al Crnl. Ing. Rodolfo Salazar, Vicerrector de Investigaciones.

A los amigos: José Luis Almazán, de la Universidad Católica de Santiago de Chile; María Ofelia Moroni. Maximiliano Astroza, Mauricio Sarrazín, Rodolfo Saragoni, Sergio Barrientos, Rubén Boroschek, de la Universidad de Chile; Peter Dechent y Patricio Cendoya de la Universidad de Concepción; Wilson Silva de la Pontificia Universidad Católica de Lima; Miguel Tornello de la Universidad Tecnológica Nacional. Por la valiosa información que compartieron durante la realización de trabajos conjuntos, congresos y visita a Santiago y Concepción.

REFERENCIAS

1. AASHTO, (2005), *AASHTO LRFD Bridge design specifications*, American Association of State Highway and Transportation Official. Third Edition.
2. A.C.I. 318S-05, (2005) *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios (ACI 318S-05)*, American Concrete Institute.
3. Aguiar R., Almazán J.L., Dechent P., Suárez V., (2008), *Aisladores de base elastoméricos y FPS*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército., 292 p. Quito.
4. Aguiar R., García E., (2010), “Análisis sísmico en sentido longitudinal del Puente Carrizal con dos modelos. Empleando CEINCI-LAB”, *Revista Ciencia. Centro de Investigaciones Científicas*. **13 (1)**, 63-86, Quito.
5. Aguiar R., Astroza M., (2010), “Dos lecciones sismológicas del mega sismo de Chile de 2010 a ser tomadas en cuenta en estudios de peligrosidad sísmica del Ecuador”, *XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, 14 p., San Juan, Argentina.
6. Aguiar R., García E., Villamarín J., (2010), “Leyes de atenuación para sismos corticales y de subducción en el Ecuador”, *Revista Ciencia*, **13 (1)**, 1-18, Quito.
7. Aguiar R., Castro C., (2009), “Ley de atenuación para estudios de peligrosidad sísmica en el Ecuador”, *Revista Ciencia*, **12 (2)**, 123-146, Quito.
8. Aguiar R., (2002), *Análisis sísmico por desempeño*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 340 p., Quito.
9. Astroza A., Cabezas F., Moroni M., Massone L., Ruiz S., Parra E. Cordero O., Mottadelli A., (2010) “Intensidades sísmicas en el área de daños del terremoto del 27 de febrero de 2010”, *www.eqclearinghouse.org, Preliminary Report Now Available, EERI, Chile Earthquake Clearinghouse Magnitude 8.8 on February 27, 2010*.

10. Barrientos S., (2010), *Terremoto Cauquenes 27 de febrero de 2010. Informe Técnico actualizado 27 de mayo de 2010*, Servicio Sismológico. Universidad de Chile, 20 p. Santiago.
11. Blanco A., (2010), "El sismo de Chile del 27 de febrero del 2010 y sus enseñanzas para el diseño estructural", *XXXIV Jornadas de Ingeniería Estructural. Universidad Nacional de San Juan*, 9 p., San Juan, Argentina.
12. Bonelli P., Restrepo J., Alarcón G., (2010), "Observaciones de daños en edificios de hormigón armado producidos por el terremoto de Chile Central, 27 de febrero de 2010", *XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural.* , 18 p., San Juan, Argentina.
13. Boroschek R., Soto P., León R., Comte D., (2010,1), *Registros del terremoto de Maule, $M_w = 8.8$, 27 de febrero de 2010*. Red Nacional de Acelerógrafos, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil, **Informe 3**, 25 p., Santiago.
14. Boroschek R., Soto P., León R., (2010,2), *Registros del terremoto de Maule, $M_w = 8.8$, 27 de febrero de 2010*. Red Nacional de Acelerógrafos, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil, **Informe 5**, 100 p., Santiago.
15. CEC-2000, "Código Ecuatoriano de la Construcción", XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, 325-350, Quito.
16. Hase H., (2010), "Geodetic observatory TIGO and the Chilean $M_w=8.8$ earthquake", *Geodetic Observatory TIGO*, www.tigo.cl, 28 p, Concepción, Chile.
17. Howel H., y Schultz T., (1975), "Attenuation of modified Mercalli Intensity with distance from the epicenter", *Bulletin of Seismological Society of America*, **62 (3)**, 651-665.
18. Kanamori H. (2010), "Sismología de grandes Terremotos", Conferencia Magistral dictada en la inauguración del X Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica. Universidad de Chile, Santiago de Chile.
19. Kawashima K., Unjoh S., Hoshikuma J., Kosa K., (2010), "Damage of transportation facility due to 2010 Chile Earthquake", *Bridge team dispatched by Japan Society of Civil Engineers*, Presentación en Power Point del 5 de abril de 2010.
20. Lobos C., (1999), "Efecto del mecanismo de las ondas superficiales y del suelo en los acelerogramas del terremoto de Chile del 3 de marzo de 1985", *Memoria de Ingeniería Civil. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Chile*, Santiago de Chile.
21. Manual de Carreteras, (2002), MOP-DGOP- Dirección de Vialidad.
22. Muñoz E., Vlabuena E., (2000), "Socavación en Puentes", *Revista de Infraestructura Vial, Universidad de Costa Rica*, Vol. **15**, 16 p. San José de Costa Rica.
23. Medvedev A. y Sponheuer W., (1969), "Scale os seismic intensity", *Proccedings World Conference. Earthquake Eng. 4th*, Santiago de Chile.
24. Monge J. y M. Astroza, (1989), "Metodología para determinar el grado de intensidad a partir de los daños", *5as Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Vol. **1**, 483-492, Santiago, Chile.

38 **Revista Internacional de
Ingeniería de Estructuras**

25. Murphy J. and O'Brien L., (1977), "The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **Vol 67**.
26. NCh433, (1996), *Norma Chilena NCh433, Diseño sísmico de edificios*, Primera Edición, Instituto Nacional de Normalización, INN-Chile.
27. Norma de Aislación (2001), *Proposición de código para el análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*, Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Sísmica. Achisina, 70 p., Santiago.
28. Norma NCh 433. Of 96 (1996), *Diseño Sísmico de Edificios*, Instituto de Normalización, INN-Chile, 42 p., Santiago.
29. Pulido N., Sekiguchi T., Shoji G., Alba J., Lazares F., Saito T., (2010), "Earthquake source process and Sorong ground motions of the 2010 Chile Mega-Earthquake", *Artículo se encuentra en Internet*, 9 p.
30. San Bartolomé A., Quiun D., Silva W., "Observaciones relativas al tipo de fallas en los muros de Concreto de Edificios Chilenos en el sismo del 27-02-2010", *XXXIV Jornadas de Ingeniería Estructural. Universidad Nacional de San Juan*, 15 p., San Juan, Argentina.
31. Saragoni R., Crempien J., y Ayala R., (1982), "Características experimentales de los movimientos sísmicos sudamericanos", *Revista del IDIEM*, **21 (2)**, 67-86, México.
32. Sarrazín M., (2010), "Terremoto de Chile del 27 de febrero de 2010. Aspectos generales, comportamiento de estructuras y deficiencias de las normas", *Conferencia Magistral en XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*. San Juan, Argentina.
33. Satyarno I., (2000), "Adaptive pushover analysis for the seismic assessment of reinforced concrete buildings", *Ph.D. Tesis, Department of Civil Engineering. University of Canterbury*, 260 p., New Zealand.
34. Shebalin N., (1968) "Método de utilización de datos ingeniero-geológicos en la zonificación sísmica de la URSS", *Nauka*, 95-111.
35. Sponheuer W. (1960), *Methoden zur Herdtiefenbestimmung in der Makroseismik* (Methods for depths estimation in macroseismic), *Freiberger Forschungs-Hefte C-88*, 117 p., Akademie Verlag Berlin.
36. Subsecretaría del Interior (2010), Información dada a los medios de comunicación el 15 de mayo de 2010.
37. Vecchio F., and Collins M., (1986), "The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear", *ACI Journal*, **83 (2)**, 219-231.

COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN ESTRUCTURAS Y SUBSUELO DEL VALLE Y CIUDAD DE MEXICALI DURANTE EL SISMO EL MAYOR-CUCUPAH DEL 4 DE ABRIL DEL 2010

José Luis Rangel Núñez

Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Grupo de Geotecnia, Edificio 3P, 2do Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F.
Correo electrónico: jrangeln@correo.azc.uam.mx.

Arturo Tena Colunga

Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Área de Estructuras, Edificio P4, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F.
Correo electrónico: atc@correo.azc.uam.mx.

Alonso Gómez Bernal

Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Área de Estructuras, Edificio P4, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F.
Correo electrónico: agb@correo.azc.uam.mx.

RESUMEN

Con base en el recorrido de campo y en la revisión crítica de estudios previos realizados tanto en la ciudad como en el valle de Mexicali, se hace una síntesis y análisis de los daños observados tanto en el subsuelo como en las edificaciones después del sismo El Mayor-Cucupah del 4 de abril del 2010. Destaca el desarrollo del fenómeno de la licuación, en especial en el Valle y en menor escala en la ciudad de Mexicali, así como la vulnerabilidad alta observada en las construcciones de adobe. Se describen las fallas observadas en construcciones de mampostería y acero estructural, así como el buen comportamiento observado en un puente urbano con aisladores sísmicos.

Palabras Claves.- Reconocimiento del daño por sismo. Licuación del suelo. Irregularidades estructurales. Daño en vivienda. Daño en líneas vitales.

SUMMARY

An in-depth analysis of the observed damage in both structures and the subsurface after the April 4, 2010 El Mayor-Cucupah Earthquake is presented, based on a field survey and the critical review of previous studies conducted for both Mexicali city and valley. It can be highlighted the liquefaction phenomena observed in Mexicali valley, and in lesser extent, in Mexicali city, as well as the high vulnerability of adobe houses. The observed damage in masonry and steel structures are described, as well as the satisfactory seismic behavior observed in a base-isolated urban bridge.

Keywords- Reconnaissance earthquake report. Soil liquefaction. Structural irregularities. Housing damage. Lifelines damage.

1. INTRODUCCIÓN

El domingo 4 de abril del 2010 a las 15:40 hrs ocurrió el sismo El Mayor-Cucupah de magnitud $M_w=7.2$ afectando a la ciudad pero principalmente al Valle de Mexicali. La zona de ruptura fue bilateral abarcando casi la totalidad de la sierra El Mayor-Cucupah. El epicentro, de acuerdo con la Red Sísmica del Noreste de México (RESNOM), se localizó a 26 km al Suroeste del poblado de Ciudad Guadalupe Victoria y a 60 km al Sur-Sureste de la ciudad de Mexicali (115.27° de longitud Oeste y 32.31° de latitud Norte), en la sierra El Mayor-Cucupah, y al Noroeste de la falla denominada Laguna Salada (figura 1), con una profundidad variable entre 4 y 10 km.



Figura 1 Mapa de las principales fallas de la región Norte de Baja California, localización del epicentro de acuerdo con RESNOM y estaciones acelerográficas, triángulos azules (Grupo RESNOM 2002).

El movimiento fue registrado por muchas estaciones sísmicas, en especial las de la Red de Acelerógrafos del Noroeste de México (RANM) del CICESE, con doce estaciones a una distancia del epicentro variable entre 10 y 140 km, seis de ellas a menos de 35 km. Estas seis estaciones se localizan sobre los sedimentos del Valle de Mexicali, donde se midieron aceleraciones máximas de $a_{N-S}=527\text{cm/s}^2$, $a_{E-O}=404\text{cm/s}^2$ y $a_v=799\text{cm/s}^2$ y desplazamientos de $u_{N-S}=32.8\text{cm}$, $u_{E-O}=20.1\text{cm}$ y $u_v=14.1\text{cm}$ (estación M. de Ocampo, Munguía *et al.* 2010). Además, una gran cantidad de estaciones acelerográficas también registraron el evento en el territorio estadounidense. El valor de la aceleración horizontal más alta fue de 580cm/s^2 y se registró en El Centro, California, en la estación 5058 McCabe School, cuyo espectro de respuesta se muestra en la figura 2; esta estación se localiza a 61.8 km del epicentro y a 22 km de la falla.

Dada la intensidad del movimiento y los daños ocasionados en los poblados del Valle de Mexicali y en la ciudad de Mexicali, los autores, por parte de la UAM-Azcapotzalco, realizamos una visita técnica al área de afectación, a fin de observar y evaluar los efectos de dicho terremoto, tanto en el subsuelo como en las edificaciones. En este trabajo se presenta el análisis de la información previa disponible y el reporte de dicha visita.

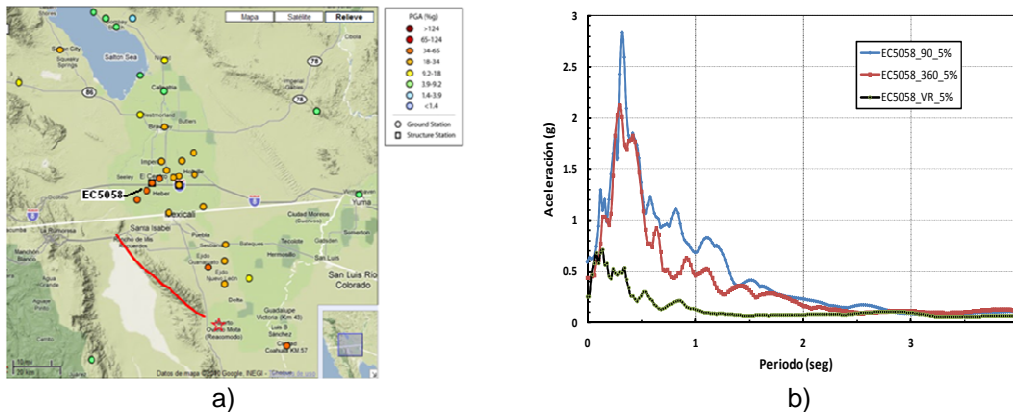


Figura 2 a) Localización de las estaciones más cercanas que registraron el sismo de abril de 2010 según el CESMD, b) Espectros de respuesta de aceleración del 5% de amortiguamiento en la estación EC5058 de El Centro California, donde se registró la aceleración horizontal más alta.

2. ANTECEDENTES

El Valle de Mexicali es una de las regiones de México con sismicidad alta, provocada por el movimiento traslacional entre las placas Norteamericana y del Pacífico. Este movimiento entre placas produce una serie de fracturamientos escalonados con dirección preferencial Noroeste-Sureste, teniéndose como principales, por su actividad y energía disipada, las fallas geológicas de Cerro Prieto, la Imperial, la Laguna Salada y la de San Andrés (figura 1).

De acuerdo con la historia de sismicidad de la zona, las fallas más activas son la de Cerro Prieto, Imperial y San Andrés, con sismos de magnitud promedio de $M_w = 4.5$ y máxima de $M_w = 7.1$ (Acosta *et al.* 2007 y Suárez *et al.* 2001). En las fallas de Cerro Prieto e Imperial el incremento de actividad se ha asociado al proceso de extracción-inyección del fluido geotérmico en el campo geotérmico de Cerro Prieto (Suárez *et al.* 2001). Por su parte, la falla de Laguna Salada no había tenido actividad desde febrero de 1892, cuando se presentó un sismo de magnitud de 6.7 (Topozada *et al.* 1981), por lo que el evento del 4 de abril se considera atípico, principalmente por su magnitud y localización.

En un estudio reciente de sismicidad de la ciudad de Mexicali, elaborado por el CICESE (Acosta *et al.* 2007), se presentan mapas de zonificación y amplificación sísmica, así como un pronóstico de las características del evento sísmico con mayor probabilidad y riesgo.

En la figura 3 se muestra el mapa de isoperiodos para la ciudad de Mexicali obtenido por Acosta *et al.* (2007), donde los periodos varían entre 1.1s y 1.5s, siendo del orden de 1.3s y 1.5s en la zona centro. Una característica a destacar del mapa es el no mostrar correlación con algún rasgo superficial, como por ejemplo, la traza de los ríos, por lo que es de esperarse heterogeneidad en los sedimentos de la ciudad de Mexicali.

En la figura 4 se muestran funciones de amplificación sísmica horizontal de los suelos de la ciudad de Mexicali (Acosta *et al.* 2007), con valores de amplificación variables entre 5 y 12, y en la figura 5 se ilustra la amplificación dinámica de los suelos de la ciudad de Mexicali en seis sitios con respecto a roca.

Suponiendo un evento sísmico originado en la falla Imperial de $M_w = 6.5$, en la figura 6 se muestran los espectros de respuesta en diferentes estaciones de la ciudad de Mexicali considerando los factores de amplificación sísmica mostrados previamente (Acosta *et al.* 2007). Se observan aceleraciones absolutas en campo libre de 50 gals en roca y variables entre 170 y 350 gals en depósitos de suelo, con periodos de vibración de 0.09s a 0.3s.

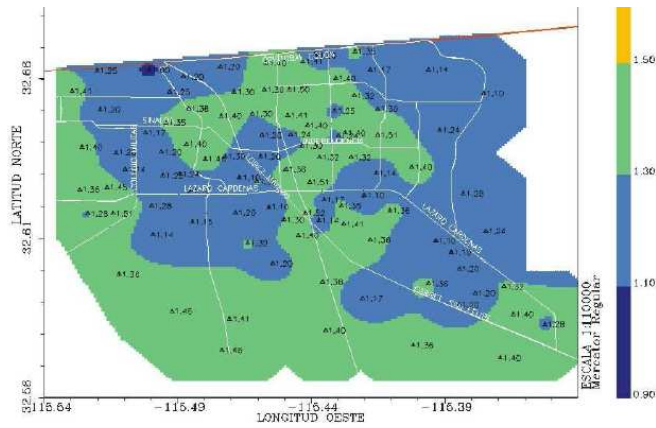


Figura 3 Mapa de isoperiodos dominantes del terreno en la zona urbana de Mexicali (Acosta *et al.* 2007)

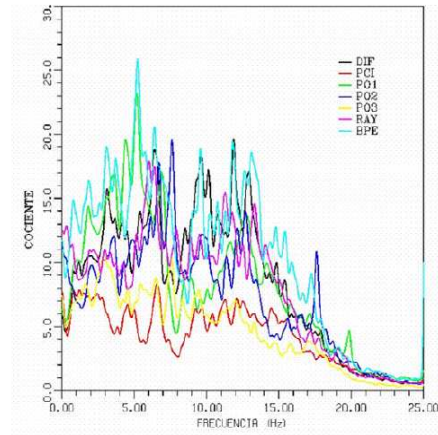


Figura 4 Funciones de amplificación relativa en la ciudad de Mexicali. La ubicación de las estaciones se indica en la figura 10 (Acosta *et al.* 2007).

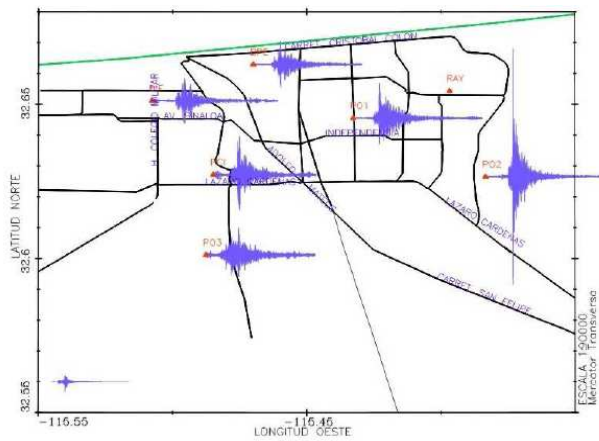


Figura 5 Efecto de amplificación relativa del movimiento inducido por un terremoto respecto a la roca para diferentes zonas de la ciudad de Mexicali. La estación en roca se muestra en la esquina inferior izquierda, HJA (Acosta *et al.* 2007)

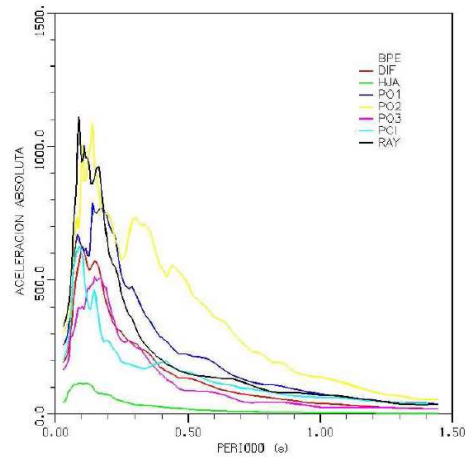


Figura 6 Espectros de respuesta escalados en amplitud para reproducir el efecto esperado por el terremoto de $M_w=6.5$ en la falla imperial. El espectro en roca es la estación HJA. La localización de las estaciones se muestra en la figura 10 (Acosta *et al.* 2007)

Con base en los resultados anteriores, Acosta *et al.* (2007) construyen mapas predictivos de aceleración horizontal máxima (figura 7) y de intensidad de Mercalli modificada (figura 8), para un evento originado en la porción Norte de la falla Imperial, con o sin efecto de sitio. Sus resultados muestran los valores siguientes:

- Aceleraciones horizontales máximas variables entre 80 a 260 gals (sin efecto de sitio) y entre 150 a 450 gals (con efecto de sitio); ambas creciendo en dirección de Suroeste-Noreste, es decir, hacia la fuente.

- Magnitudes de 6 a 9 (sin efecto de sitio) y de 7 a 10 (con efecto de sitio); ambas creciendo en dirección de Suroeste-Noreste.

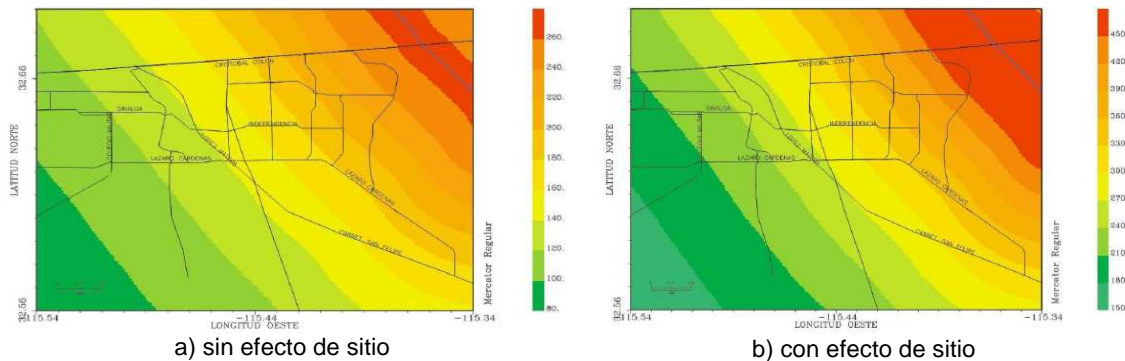


Figura 7 Mapas predictivos de isoaceleración horizontal máxima esperada para el rompimiento del segmento Norte de la falla imperial, $M_w=6.5$, con o sin efecto de sitio (Acosta *et al.* 2007).

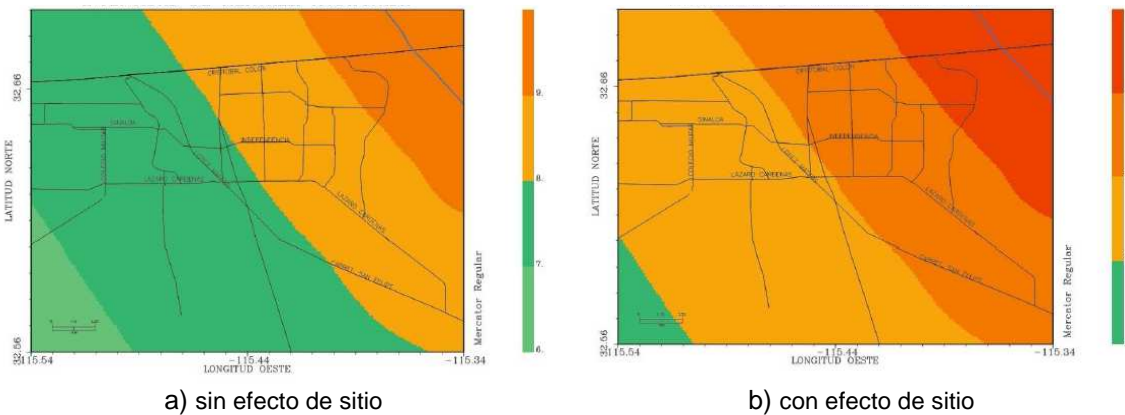


Figura 8 Mapas predictivos de isointensidad de Mercalli Modificada esperada para el rompimiento del segmento Norte de la falla imperial, $M_w=6.5$, con o sin efecto de sitio (Acosta *et al.* 2007).

Llama la atención que los valores obtenidos crecen en sentido Suroeste a Noreste, es decir, en la dirección de la fuente sísmica, y que no tienen influencia las condiciones locales del subsuelo, por ejemplo, la variación de los periodos fundamentales mostrada en la figura 3.

3. EVALUACIÓN GEOTÉCNICA Y ESTRUCTURAL

3.1 Condiciones geotécnicas del subsuelo

El valle de Mexicali se ubica en el delta del río Colorado, donde se distinguen cuatro unidades fisiográficas: planicie, meseta, terraza y la sierra de los Cucupás. Las planicies coinciden con la zona agrícola y tienen una pendiente ligera hacia el Golfo de California, exceptuando la zona donde se localiza la ciudad de Mexicali, que está debajo del nivel del mar. Las mesetas y terrazas son planas y están escalonadas ubicándose en los extremos Oriente y Poniente del valle, mientras que la sierra se localiza en la parte Poniente del valle y se compone principalmente por granitos, esquistos y calizas, constituyendo un levantamiento tectónico fallado. Es de destacar que dentro de la planicie se ubica el volcán de Cerro Prieto.

Con base en la información geotécnica disponible de la zona (Tabla 1 y figura 10), tanto del valle como de la ciudad de Mexicali (Campos 1974 y Acosta *et al.* 2007), y campañas de exploración recientemente realizadas en dichas zonas (Franco 2010), en especial la termoelectrónica de Cerro Prieto (Dumas 2010), el perfil estratigráfico típico se conforma

superficialmente por un estrato arcilloso desecado con espesor máximo de 5 m, seguido por intercalaciones de capas de arcilla y arenas finas limosas. El espesor estimado de este paquete estratigráfico puede variar entre 0.5 a 3.2 km (Suárez *et al.* 2001)

Tabla 1 Información geotécnica disponible (Campos 1974, Acosta *et al.* 2007, Franco 2010 y Dumas 2010). La localización de los sitios se presenta en la figura 10.

Siglas	Lugar	Estación Acelerométrica	Perfil de Ondas	Mecánica de Suelos
PO1	Potabilizadora 1	✓	✓	✗
DIF	Desarrollo Integral de la Familia	✓	✓	✗
PO3	Potabilizadora 3	✓	✓	✗
PIC	Escuela Calmecac, Pichardo	✓	✓	✗
PO2	Potabilizadora 2	✓	✓	✗
WEL	Secundaria Siqueiros	✗	✓	✗
BPE	Biblioteca Pública Estatal	✓	✓	✗
HGM	Hospital General de Mexicali	✗	✓	✗
RAY	Boulevard Las Américas, Raymundo	✓	✓	✗
PCI	Protección Civil	✗	✓	✗
TER	Anáhuac y Terán	✗	✓	✗
LOZ	Escuela Miguel Alemán	✗	✓	✗
BOM	Lázaro Cárdenas	✗	✓	✗
GAS	Gasera Kino	✗	✓	✗
HJA	Roca Firme Ejido Heriberto Jara	✓	✓	✗
A	Ampliación del Hospital del Seguro Social	✗	✗	✓
B	Hospitales ISSSTE y SSA	✗	✗	✓
C	Oficinas de la CFE	✗	✗	✓

El estrato de arcilla desecada tiene un espesor máximo de 5 m, con una plasticidad media a alta y consistencia dura, potencialmente expansible principalmente la parte superior, con valores del contenido de agua variables entre 10% y 30%, siendo ligeramente menores o iguales al límite plástico ($15 < LP < 30$). Los valores a la penetración estándar medidos varían entre 6 y 25 golpes, y las velocidades de onda de corte se ubican en el intervalo de 100 y 150 m/s.

La arcilla del estrato formado por alternancias de arcilla y arena se caracteriza por ser limosa o arenosa, de plasticidad media a alta y consistencia blanda a dura ($N_{spt} > 2$ golpes), mientras que las arenas son finas y limosas, aunque existen capas de arenas finas limpias, de compacidad baja a media. Esta unidad se detecta hasta el final de la exploración geotécnica disponible, es decir 30 m, pero continúa al menos 500 m. La velocidad de onda cortante varía entre 200 y 500 m/s, con un valor promedio de 300 m/s.

La profundidad del nivel de aguas freáticas varía entre 1.9 y 7.2 m.

Existen dos factores importantes a observar respecto el diseño y el comportamiento de las cimentaciones de acuerdo con la estratigrafía presentada: el potencial de expansión de los estratos arcillosos superficiales y la licuación de arenas finas debajo del nivel freático.

3.2 Comportamiento general observado

Las construcciones que predominan en la ciudad de Mexicali son viviendas de uno o dos niveles (de madera con techos de dos aguas, o de muros de ladrillo o bloque de concreto, techos de armaduras y cubierta de madera con impermeabilizante o losas de concreto reforzado), así como edificios de oficina y comercios de uno a tres niveles (estructuras

usualmente de concreto reforzado). Son escasos los edificios altos, resueltos estructuralmente con concreto reforzado, de hasta ocho niveles.

Las cimentaciones de las edificaciones son también variadas, desde los casos más desfavorables donde las viviendas se desplantan directamente sobre la superficie del terreno, previo un despalme de 10 a 20 cm, o bien se emplea una losa o firme de concreto en toda el área de la edificación y a partir de esta losa o firme se levantan los muros. En el caso de las casas con muros de ladrillo o bloque, suele colocarse una dala para recibir a los muros. Debido a que este tipo de solución de cimentación superficial es muy flexible, se han presentado agrietamientos en muros y pisos, dado que el estrato de apoyo, que es el estrato arcilloso desecado, es expansivo.

Para las construcciones de uno a tres niveles se tiene una cimentación superficial formada por zapatas aisladas o corridas de concreto, con mayor rigidez, y profundidades de desplante variables entre 0.6 y 2 m. Si bien también están sometidas al efecto de expansión del subsuelo, muestran un mejor comportamiento dado el incremento en su rigidez, por lo que no es común apreciar agrietamiento en muros.

La cimentación de los edificios de tres niveles o mayores se ha resuelto mediante losas rigidizadas con contratraveses, con o sin pilas o pilotes. El comportamiento de este tipo de solución de cimentación ha sido adecuado, al menos en condiciones estáticas, disminuyendo de manera importante el agrietamiento de los muros por el efecto expansivo del suelo.

Considerando la calidad de los materiales de construcción y su estructuración, Rodríguez (2002) ha propuesto una zonificación del daño ante eventos sísmicos e inundaciones mostrada en la figura 9, donde destacan la parte Poniente de la ciudad, la zona antigua, la colonia Hidalgo y los condominios Monte Albán, que han sido afectados por sismos previos y que están asentados sobre el borde de la planicie de inundación del río Nuevo.

Dada la ubicación de las viviendas vulnerables ante sismos indicada previamente, es de esperarse que esta vulnerabilidad sea mayor si dichas viviendas se localizan donde existe el material arcilloso expansivo superficial, ya que la expansión debilita paulatinamente tanto la estructura como su cimentación, a lo largo de la vida útil del inmueble.

Desde el punto de vista sísmico se destacan tres aspectos para las edificaciones y el subsuelo del valle de Mexicali: comportamiento sísmico de estructuras y cimentaciones, licuación y subsidencia.

3.3 Comportamiento de estructuras y cimentaciones en la ciudad de Mexicali

En general, el comportamiento de las cimentaciones en condiciones sísmicas en la ciudad de Mexicali fue adecuado. En efecto, no se apreciaron fallas de la cimentación siguiendo el mecanismo general ni el de punzonamiento. Asimismo, no se observaron asentamientos excesivos después del sismo que pudieran haber afectado a las estructuras, excepto donde se presentó la licuación o cuando el terreno de cimentación se ubicaba en la terrazas del río Nuevo, donde existe material heterogéneo y deficientemente compactado.

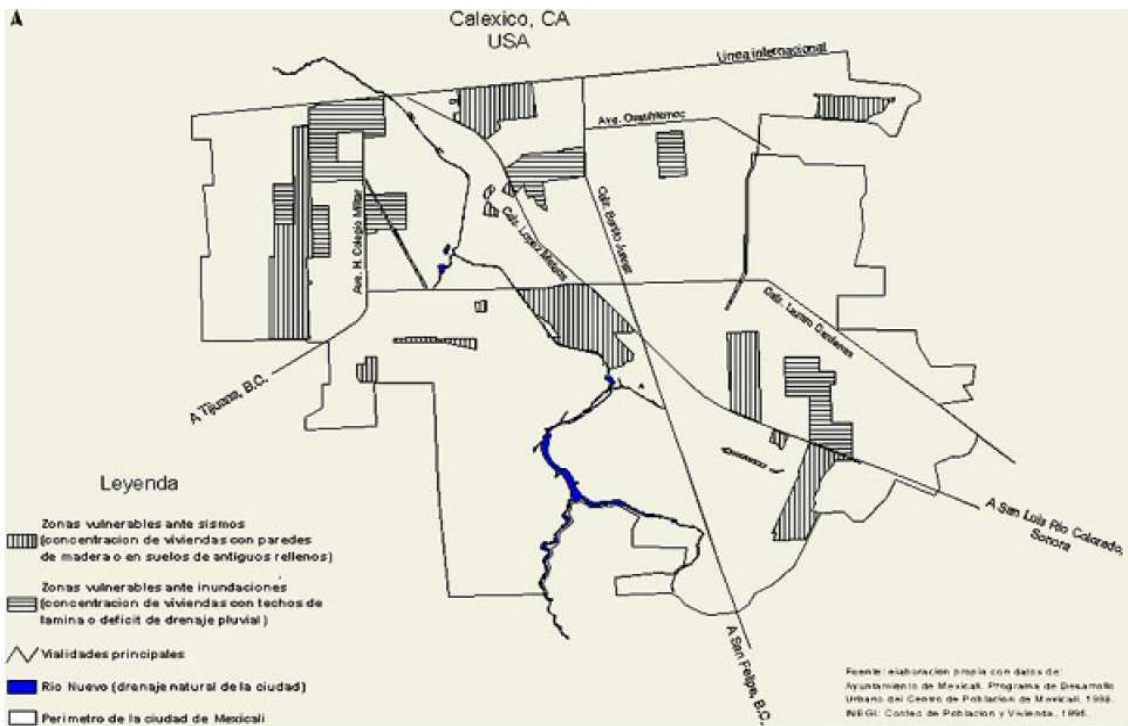


Figura 9 Zonificación de vulnerabilidad ante sismos e inundaciones de acuerdo con Rodríguez (2002). El achurado con líneas horizontales indica zonas vulnerables ante inundaciones, y con líneas verticales representa zonas vulnerables ante sismo.

En la figura 10 se localizan con círculos azules los casos que destacan de la visita realizada a la ciudad de Mexicali, donde las edificaciones sufrieron fallas o presentaron problemas de importancia. En los siguientes acápitse se describen algunos casos indicados en la figura 10.

1. Multifamiliares Monte Albán

Estos multifamiliares, cuyo diseño corresponde a los años sesenta, se encuentran ubicados en la planicie de inundación del río Nuevo, y han sufrido daños tanto en sismos pasados (Campos 1974) como en el recientemente ocurrido. Están compuestos por un conjunto de ocho edificios de cuatro niveles y planta alargada con relación de aspecto mayor de 4, y construidos con base en marcos no dúctiles de concreto reforzado no desligados propiamente de muros de mampostería de bloque recubiertos en sus fachadas con cintillas cerámicas y celosías. En la dirección larga se construyeron muros dentro del marco que se dejaron a media altura formando columnas cortas. En la dirección corta se tienen muros de concreto que rigidizan esa dirección. Cada dos edificios se encuentran comunicados y conectados por un cubo rígido de escaleras de concreto reforzado, las cuales están ligadas estructuralmente a los edificios y, por ello, acoplan la respuesta de los mismos (figura 11).

Si bien los edificios no se colapsaron totalmente, los daños estructurales son severos, aunque no uniformes, pues hubo pares de edificios considerablemente más dañados que otros, a pesar de estar separados unas cuantas decenas de metros entre sí. Además del desprendimiento de celosías (figura 12), existieron agrietamientos y fallas por cortante en los muros de bloque que actuaron como diafragmas, sin ser diseñados para ello, principalmente en muros aledaños a aberturas para ventanas (figura 13). La falta de desligue de muros divisorios de bloque y la presencia de aberturas para ventanas también propició que se presentara el

fenómeno de columna corta, sobre todo dado el pobre refuerzo por cortante con que contaban las columnas, dado que los estribos están separados aproximadamente entre 25 y 30 cm (figura 14), un detallado típico de la época de construcción. Se presentaron numerosos agrietamientos en los muros divisorios interiores, unos por deslizamiento/desligue con las vigas superiores, otros por asentamiento del terreno y unos más por cortante (figura 15). Incluso, se observaron fallas por cortante y por pérdida de adherencia del refuerzo en algunas vigas en su extremo cercano al nudo viga-columna (figura 16). Al parecer, en una rehabilitación previa, en algunos edificios se adicionó un marco interior de acero (figura 16), con poca eficiencia para prevenir los daños en la estructura original.

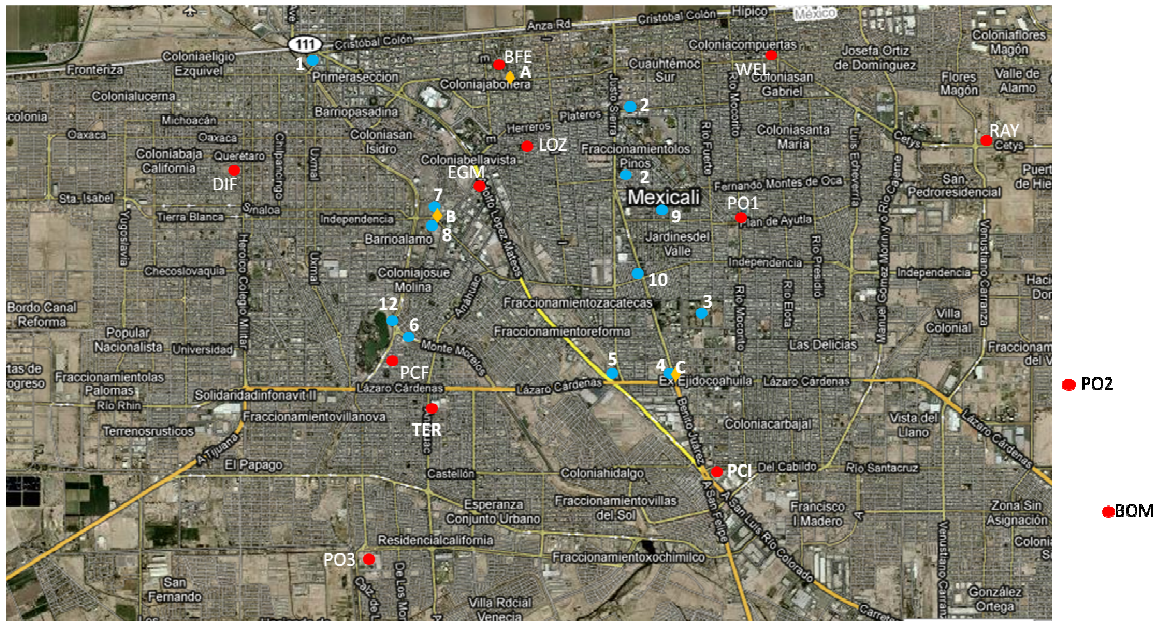


Figura 10 Localización de los sitios visitados (números 1 al 12) y sitios instrumentados (Tabla 1): 1-Multifamiliares Monte Albán, 2-Calz. Justo Sierra, 3-Campus Mexicali, Universidad Autónoma de Baja California (UABC), 4-Oficinas de CFE, 5-Distribuidor Vial Mexicali, 6-Facultad de Ciencias Administrativas de la UABC, 7-Hospitales del ISSSTE y de la Secretaría de Salud. 8-Estacionamiento del Gobierno del Estado, 9-Central de Autobuses de Mexicali, 10-Hotel Araiza, 11-Edificio Comercial del Centro de Mexicali, 12-Estacionamiento del bosque y zoológico de Mexicali (a partir de Google Earth, 2010).



Figura 11



Figura 12



Figura 13



Figura 14



Figura 15



Figura 16

2. Edificaciones sobre la Calzada Justo Sierra

Sobre esta calzada, entre las calle de Marmoleros y Plateros, se apreciaron diversas edificaciones con diferentes grados de afectación.

El edificio ISSSTECALI, una clínica del ISSSTE de especialidades de sólo dos niveles, sufrió daños estructurales severos que consistieron en grietas importantes que atravesaron los castillos de varios muros, y en otros muros incluso se observaron las varillas de los castillos por no contar con estribos (figura 17). El sistema estructural es un poco atípico en mampostería, con base en muros adosados dobles de aproximadamente 25 cm de espesor (doble espesor), hechos con ladrillo rojo recocido (figura 18) y confinados aparentemente sólo por castillos de 25 cm x 25 cm (figura 18), pues no se apreciaron dalas en elevación (figura 17). Debido a esta anomalía y al gran espesor de los tableros de mampostería, se desarrollaron fuerzas cortantes de importancia que los castillos por sí solos no pudieron frenar y también fueron penetrados (figuras 18 y 19). Aunque el ancho de los castillos es de 25 cm, su refuerzo es muy escaso: únicamente cuatro varillas de 3/8" como refuerzo longitudinal y estribos de alambrión liso de 1/4" cada 20 cm (figura 19). Este armado corresponde al refuerzo mínimo que se le debe proporcionar a un castillo convencional, cuyas dimensiones mínimas son generalmente el ancho de un muro simple (12.5 cm) por su mismo ancho o 15 cm. Por tanto, resulta claro que los castillos se encontraban notablemente subreforzados para el tipo de mampostería que se construyó y la falla de la clínica se debe, en parte, a emplear mampostería deficientemente confinada.

Enfrente a la clínica ISSSTECALI se ubica una escuela privada, la cual sufrió importantes daños estructurales por el efecto de columna corta (o cautiva) en algunos de sus edificios (figura 20). Como consecuencia de ello, los dueños de la escuela tomaron la decisión de demoler los edificios del plantel que se encontraran dañados, operación que ya se estaba realizando al tiempo de la visita (figura 21).



Figura 17



Figura 18



Figura 19



Figura 20



Figura 21

Finalmente, se observaron algunos daños de menor importancia en las fachadas de edificios comerciales, por ejemplo, algunos agrietamientos y desprendimientos menores de la fachada arquitectónica en una pequeña plaza comercial ubicada en la misma acera que la escuela antes descrita, mismos que estaban siendo resanados al tiempo de nuestra inspección (figura 22), así como el desprendimiento y agrietamiento de recubrimientos de tablaroca del edificio comercial ubicado en la Calzada Justo Sierra 1101 (figura 23).



Figura 22



Figura 23

3. Campus Mexicali, Universidad Autónoma de Baja California (UABC)

Conforme al levantamiento realizado por la misma universidad (figura 24), varios de sus edificios (siete en total) experimentaron daño estructural moderado (marcados en amarillo, figura 24) y, de acuerdo con la información de la UABC, se les asignó daño tipo 2. El resto se clasificó como daño tipo 1 (reparaciones menores), pero ningún inmueble se catalogó como tipo 0 (sin daño), y por ello requieren de una reparación estructural parcial.

Se identificaron al menos tres diferentes sistemas estructurales. El primero de ellos consiste de edificios tipo de dos niveles con marcos de acero, donde las columnas son tubulares cuadradas (HSS) con vigas W y sistema de piso losacero. Los muros perimetrales de fachada son de mampostería de bloque de concreto (figura 25) o con base recubrimiento de mortero y malla (figura 26), ubicados fuera del eje de los marcos. Los muros de mampostería con bloques se cubrieron con un material de espesor considerable (figura 25). En las caras donde existen huecos para ventana se construyeron armaduras apoyadas sobre muros de mampostería transversales y que también fueron recubiertas.



Figura 24



Figura 25

Entre estos edificios se destacan el del Instituto de Ingeniería (figura 25), que sufrió desprendimiento de los recubrimientos, el agrietamiento incipiente de los muros de fachada de bloque de concreto (no estructurales) y rompimiento parcial de algunas conexiones de la estructura de acero, y los edificios de la Facultad de Ingeniería y su biblioteca, donde aparte de los agrietamientos en muros y en pisos, se presentaron movimientos diferenciales entre estructuras vecinas (figura 27). Se presentaron daños similares en los edificios de la Facultad de Arquitectura. No se observaron daños en la estructura de acero.

Debido a la gran diferencia de rigideces entre los dos sistemas utilizados y por la manera en que interactuaron, se puede atribuir el daño en los muros de bloque a la alta flexibilidad de los marcos de acero que utilizan columnas cuadradas, las que no proporcionan gran rigidez lateral si no tienen relleno de concreto y si las conexiones no son adecuadas.



Figura 26



Figura 27

El Laboratorio de Cómputo y Electrónica, un edificio muy flexible con base en marcos de acero (figura 26), experimentó cuantiosos daños en elementos no estructurales y, al parecer, contenidos. Una particularidad que se observó en este edificio fue la práctica absurda que, en la fachada, se adosó un recubrimiento exterior muy pesado con base en mortero y malla, de unos 4 cm de espesor (color gris, figura 26), al recubrimiento original (color mostaza-naranja, figura 26), hecho con el mismo material y de espesor similar. Con ello se agregó de manera innecesaria masa a la estructura que seguramente contribuyó a magnificar los daños presentados.

Un segundo tipo de estructuras del campus lo constituyen edificios de dos a cuatro niveles de concreto reforzado con base en columnas de concreto reforzado. En los ejes de los marcos se construyeron muros diafragma de mampostería con bloques de concreto, que se cubrieron con un material de espesor considerable. De acuerdo con lo observado, el daño más común en estos edificios fueron desprendimientos del recubrimiento de los muros y columnas.

El daño observado en realidad se debe a que seguramente los muros no se analizaron y diseñaron como muros diafragma, pero se construyeron como tales y por ello interactuaron con los marcos, ya que no existía una separación o deslígue adecuado con las columnas.

Un tercer tipo de edificios son estructuras con base en marcos compuestos por columnas y losas planas reticulares o aligeradas de concreto reforzado. Tal fue el caso de la Facultad de Derecho (figura 28), donde se apreciaron penetración incipiente o punzonamiento de las columnas en los capiteles de la losa (figura 29), daño que ameritó su apuntalamiento.

No se apreciaron fallas de las cimentaciones.



Figura 28



Figura 29

4. Oficinas de CFE

Superficialmente, el suelo presenta una arcilla de plasticidad media a alta de hasta 4 m de espesor, teniendo los primeros 1.5 m un material potencialmente expansivo, posteriormente se presentan limos arenosos o arenas limosas de compacidad baja a media. La cimentación consiste de zapatas aisladas con traveses de liga y zapatas corridas.

No fue posible visitar este edificio, pero a distancia se observa que su estructura es muy flexible, con base en marcos de acero estructural, y que sus fachadas eran pesadas, con base en recubrimientos de piedra labrada (figura 30). Además de la notoria irregularidad en elevación por escalonamiento (setback, figuras 30 y 31), la estructura presenta una clara irregularidad por relación de aspecto en planta (planta alargada), ya que la máxima dimensión en planta es alrededor de cinco veces su dimensión menor (figura 30), lo que favorece potenciales problemas por flexibilidad del diafragma. Además, en la dirección menor sólo cuenta con marcos de una sola crujía, lo cual hace esta estructura aún más vulnerable (figuras 30 y 31). Al parecer no sufrió daños estructurales, pero sí en las fachadas no estructurales y recubrimientos (figuras 30 y 31), seguramente ocasionados por la alta flexibilidad lateral de la estructura.



Figura 30



Figura 31

5. Distribuidor Vial Mexicali

Es una vialidad recientemente construida en el Blvd. López Mateos y donde se emplea aislamiento sísmico, estructuras de tierra armada para los accesos, y ataguías de contención para el paso inferior.

Su proyecto y construcción correspondió a la Constructora Cautín de Guadalajara (Cautín 2010), con la asesoría de la empresa Dynamic Isolation Systems (DIS) de Estados Unidos para el diseño del sistema de aislamiento sísmico. El distribuidor cuenta con dos puentes principales, el puente Sur-Norte, con una longitud de 495 m, dispone de 11 claros, diez apoyos intermedios y dos estribos, mientras que el puente Norte-Sur y su vuelta a la izquierda a la avenida Lázaro Cárdenas (figuras 32 y 33) tiene una longitud total de 537 m con 12 claros, 11 apoyos intermedios y tres estribos (Cautín 2010).



Figura 32



Figura 33

Los apoyos están formados por cuatro columnas de acero rellenas de concreto reforzado con diámetros desde 80 cm hasta 120 cm. La cimentación es con base en zapatas sobre pilas. Se diseñó conforme a las normas AASHTO y se consideró un factor de reducción $R=2$ para las columnas y $R=1$ para la cimentación, para reducir la demanda de ductilidad en la estructura y mantenerla dentro del intervalo de comportamiento elástico para los eventos sísmicos que puedan presentarse (Cautín 2010).

Se empleó aislamiento sísmico porque proporciona una significativa reducción en las fuerzas elásticas por sismo que el puente debe soportar comparado con respecto a un diseño convencional. En este diseño en particular se buscó eliminar o reducir al máximo el daño que pudiera sufrir la subestructura y los estribos (deformación inelástica) ante un evento sísmico importante (Cautín 2010). Los aisladores de base empleados son elastómeros laminados con corazón de plomo cilíndricos (sección transversal circular, figuras 34 y 35), que desafortunadamente el diseñador no proporciona detalles. El periodo fundamental del puente aislado sísmicamente fue estimado en $T_a=1.83s$ (Cautín 2010). El periodo fundamental de un puente "gemelo", pero con un diseño convencional, se estimó en $T=0.76s$ (Cautín 2010).



Figura 34



Figura 35

La empresa constructora realizó una comparación muy interesante entre los volúmenes de materiales utilizados y sus respectivos costos iniciales para el diseño de la subestructura del puente (columnas de los apoyos y zapatas), considerado un diseño convencional y el diseño con aislamiento sísmico construido finalmente (Cautín 2010). De acuerdo con sus números, un proyecto convencional requeriría del triple de volumen de concreto y de 2.85 veces el volumen de acero con respecto al proyecto aislado sísmicamente. El costo total de la subestructura (apoyos, zapatas y aisladores) del puente sísmicamente aislado construido se estimó en \$34,826,344.23 pesos, de los cuales \$11,740,755.10 pesos (33.7%) corresponde al costo del sistema de aislamiento. El costo total estimado de la subestructura (apoyos y zapatas) de un proyecto alternativo con un diseño convencional fue de \$66,951,158.51 pesos, es decir, 1.92 veces el costo del proyecto con aislamiento sísmico que finalmente se construyó. No cabe duda que tanto desde del punto de vista económico (costo inicial), como del técnico, la mejor opción para esta vialidad era el proyecto sísmicamente aislado que finalmente se construyó.

El Distribuidor Vial Mexicali tuvo un comportamiento sobresaliente durante el sismo, ya que no presentó daño alguno en ninguno de sus elementos (estructuras principales y secundarias como la tierra armada en accesos y ataguías de contención para el paso inferior). En cambio, si se apreciaron algunos daños en bardas aledañas al distribuidor sobre la avenida Lázaro Cárdenas. Por otra parte, si existe evidencia que los aisladores trabajaron y se desplazaron durante el sismo, pues se aprecia el descapelamiento en su parte superior de las salpicadas de la pintura blanca que se aplicó con pistola de aire a las placas de acero que lo sujetan a la superestructura, tanto en los estribos (figura 34) como en las columnas de apoyo (figura 35).

6. Facultad de Ciencias Administrativas de la UABC

Se trata de un conjunto de cinco edificios con base en marcos de acero con contravientos recientemente construidos, el principal (figura 36) y otros cuatro gemelos denominados A, B, C y D (figuras 36 y 37), ubicados en la planicie de inundación del río Nuevo. Todas las estructuras existentes: los cinco edificios, parques, estacionamientos, el puente peatonal y las calles, sufrieron daños importantes al descender el nivel de piso por efecto de la licuación del subsuelo, con excepción de los edificios, donde solamente se afectaron los pisos de la planta baja. Los hundimientos debidos a la licuación llegaron a ser entre 25 y 30 cm en algunos edificios (por ejemplo, edificio A, figura 38).



Figura 36



Figura 37



Figura 38



Figura 39

Cabe señalar que en estos edificios se apreció una gran influencia de la escuela de estructuración sismorresistente de los Estados Unidos. El sistema competente ante cargas laterales por sismo o viento lo componen los marcos de acero contraventeados que se ubican en el perímetro (figuras 36 y 37), mientras que el sistema competente ante cargas verticales lo componen marcos de acero con conexiones articuladas en las vigas en ambas direcciones (figura 39). De hecho, se aprecia que en una dirección las vigas son de alma abierta (grandes agujeros de forma hexagonal), para facilitar el paso de instalaciones. Como consecuencia de que en el diseño se supuso que las columnas interiores sólo toman carga vertical, éstas se cimentaron en zapatas aisladas (figura 39).

Como consecuencia que la licuación del suelo originó que algunas de las conexiones existentes entre la columna central de soporte y las vigas que dan apoyo a la rampa de caracol del puente peatonal se aflojaran, fue necesario apuntalar provisionalmente una de las vigas por medio de puntales con perfiles I (figura 40). También la vistosa estructura propiamente dicha del puente peatonal (perfiles, cables, calzada) sufrió daño ligero (figura 41).

7. Hospitales Generales del ISSSTE y de la Secretaría de Salud

Ambos hospitales se encuentran ubicados en la misma manzana. De acuerdo con los estudios de mecánica de suelos, los edificios de los hospitales están apoyados en arcillas preconsolidadas potencialmente expansivas y con el nivel freático a 6.5 m de profundidad.



Figura 40



Figura 41

El Hospital General “5 de Diciembre” del ISSSTE está compuesto por una torre de seis niveles (figura 42) y tres cuerpos de tres niveles, y aparentemente data de los años setenta. Al momento de la visita no se pudo entrar a las instalaciones del hospital; sin embargo, desde el exterior eran visibles agrietamientos en el contacto de las escaleras de emergencia (exteriores) con los primeros dos niveles (figura 42). Dado que tanto el personal médico como los pacientes fueron evacuados de las instalaciones, y que aún a semanas de ocurrido el sismo, la atención a pacientes se estaba realizando en las áreas destinadas para jardines y estacionamiento (figura 43), es razonable suponer que en el interior del edificio deben existir daños en elementos no estructurales (por ejemplo, agrietamientos en muros divisorios o desprendimiento de plafones) y/o en contenidos, tales que justifiquen esta política de atender a los pacientes en carpas provisionales (figura 43).



Figura 42



Figura 43

Por su parte, el Hospital General de Manzanillo de la Secretaría de Salud consta de un edificio principal de ocho niveles con sótano (figuras 44 y 45) y varios anexos de un solo nivel. Se trata de un hospital de diseño más reciente que el del ISSSTE, posiblemente de los años noventa. Se pudo realizar una inspección visual a las instalaciones. No se presentaron daños estructurales; de hecho, se podría decir que no se presentaron daños, salvo el daño de una cancelería en un consultorio para consulta externa. Al tiempo de la visita el hospital se encontraba operando de manera mixta, existía acceso al personal y al público de manera restringida, y también se estaba dando consulta externa en el área de estacionamiento.

8. Edificio de Estacionamiento del Gobierno del Estado

El edificio se ubica prácticamente enfrente del Hospital General del ISSSTE y se encontraba en construcción durante el sismo. Se trata de una estructura prefabricada, con base en columnas y traveses de concreto presforzado y muros de concreto, al parecer postensados (figuras 46 a 48).



Figura 44



Figura 45

En el proceso constructivo se izan primero las columnas (al parecer pretensadas), que son esbeltas y cuentan con ménsulas de acero (de taller) y cuya función es recibir a las traveses también pretensadas. Posteriormente se construyeron los muros, quienes también cuentan con ménsulas de acero. Finalmente, se montan vigas T prefabricadas para formar el sistema de piso.



Figura 46



Figura 47



Figura 48

Los daños que sufrió el edificio al tiempo del sismo fue la caída por deslizamiento de las vigas T que componían al sistema de piso por haber perdido su apoyo, como consecuencia de la inclinación que sufrieron algunas columnas (figura 48). Al momento de la visita ya se habían retirado las vigas T que habían caído.

9. Central de Autobuses de Mexicali

El edificio de la Central de Autobuses Foráneos de Mexicali sufrió severos agrietamientos por cortante en sus muros de fachada (figuras 49 y 50). Los muros de fachada son de mampostería, con base en ladrillo rojo recocido, que no disponían de castillos en las zonas aledañas a las aberturas para ventanas, por lo que su falla por cortante era la crónica de una muerte anunciada (figura 50). A pesar de los daños observados, el inmueble se encontraba en operación al momento de la visita (figuras 49 y 50).

10. Hotel Araiza

Se trata de una construcción de tres cuerpos principales que forman en planta una C, con la alberca en medio. El cuerpo central de seis niveles, que es el acceso al hotel (figura 51), tiene una planta alargada con relación de aspecto aproximadamente de cuatro; sin embargo, está conectado a los otros dos cuerpos con pasillos y escaleras, razón por la cual durante el temblor la planta alargada experimentó vibraciones importantes en sus extremos (conexión con los edificios), que originó que algunos muros del extremo sufrieran algunas grietas menores

(figura 52), que no fueron de consideración para la seguridad estructural ni la operación normal del inmueble.



Figura 49



Figura 50



Figura 51



Figura 52

11. Edificio Comercial del Centro de Mexicali

Durante nuestra visita al centro de Mexicali, incluyendo sus colonias más populares, no se apreciaron grandes daños. Quizá el que más llamó nuestra atención fue el que se presentó en un edificio antiguo de cuatro niveles con base en marcos de concreto reforzado (figuras 53 y 54). En él se observó el desprendimiento del recubrimiento y el pandeo del refuerzo longitudinal en una columna del último nivel en su extremo superior (figura 54).

12. Estacionamiento del Bosque y Zoológico de Mexicali

Este sitio no fue visitado por nosotros, pero de información recopilada en internet se presenta por su relevancia. En la figura 55 se observan agrietamientos en pavimentos con aberturas del orden de los 10 cm y profundidades mayores de 1 m. Hay que resaltar que esta zona del Bosque y Zoológico se encuentra sobre la margen del río Nuevo, al igual que la Colonia El Vidrio, zona vecina al Bosque y a la Facultad de Ciencias Administrativas, que también sufrió hundimientos y agrietamientos del terreno.



Figura 53



Figura 54



Figura 55 Daño observado en el bosque y zoológico de Mexicali. Fotos tomadas del sitio web:
<http://images.search.yahoo.com/search/images?p=sismo+mexicali&ei>

Comentarios Generales

En síntesis, no se apreciaron daños estructurales de importancia en la ciudad de Mexicali, solamente en casos particulares, como por ejemplo la clínica ISSSTECALI, la escuela particular frente a ella y los multifamiliares Monte Albán. En general, se presentaron agrietamientos en acabados y muros, grietas y hundimientos en pavimentos y edificaciones causados por efectos del reacomodo o la licuación del suelo, como fue el caso de la planicie de inundación del río Nuevo, donde se tienen rellenos artificiales deficientemente compactados y suelos. Asimismo, resalta el daño observado sobre las avenidas Justo Sierra y Benito Juárez.

En la figura 56 se presenta nuevamente el mapa de la figura 10 sobreponiendo la zonificación propuesta por Rodríguez (2002), donde se observa que la distribución del daño no concuerda con lo propuesto, lo cual era de esperarse, porque la zonificación se basa en la calidad de los materiales de construcción e ignora la estratigrafía local, como por ejemplo la planicie de inundación del río Nuevo o los terrenos donde la capa de arcilla expansiva es importante y ha debilitado las edificaciones.

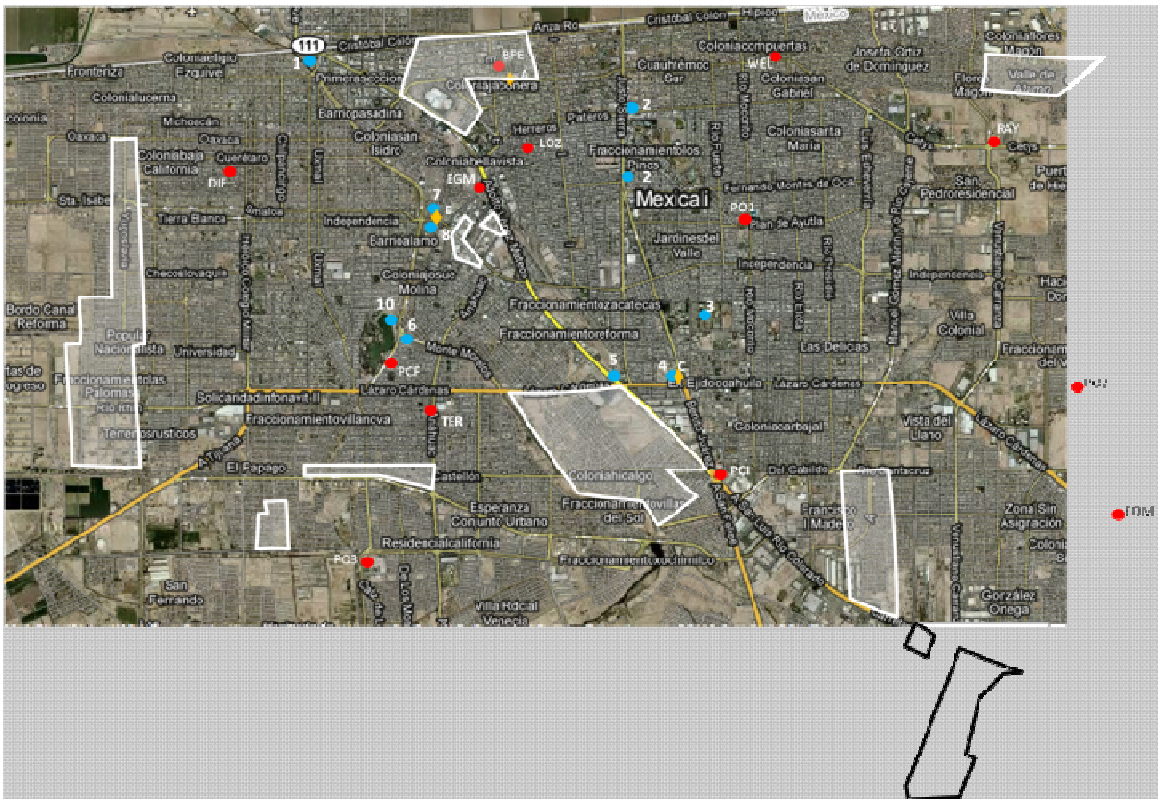


Figura 56 Comparativa entre los sitios donde se observaron daños por el sismo y la propuesta de zonificación de vulnerabilidad ante sismos de Rodríguez (2002).

3.4 Comportamiento de estructuras y cimentaciones en el valle de Mexicali

En contraste con el comportamiento observado en la ciudad de Mexicali, donde los daños observados son muy localizados y relativamente pocos en porcentaje con respecto al número de inmuebles e infraestructura disponible en la ciudad, los daños en viviendas, carreteras y canales de irrigación en el Valle de Mexicali fueron importantes.

En vivienda se presentaron extensos daños en muros, pisos y techos, sobre todo en estructuras de mampostería no confinada con base en muros de adobe (figura 57) o de bloque de concreto (figura 58), donde se presentaron colapsos parciales y totales. Un hecho singular que cabe destacar es que se encontró una estructura de mampostería confinada con base en muros de adobe (figura 59), lo cual es atípico. Aunque la vivienda sufrió daños por la pérdida de sus techumbres ligeras y el agrietamiento por cortante de uno de sus muros de fachada colindante a una abertura no confinada propiamente, se debe resaltar que el adecuado confinamiento proporcionado a los muros de adobe perpendiculares a la fachada salvaguardó su integridad (figura 59), sobre todo si se considera que esta vivienda se ubicaba prácticamente enfrente de viviendas de adobe que experimentaron colapsos parciales (figura 57).

Se visitaron los poblados y ejidos, La Puerta, El Faro, Colonia La Mariana, Ejido Durango, Colonia Aguascalientes, y Guadalupe Victoria. Se pudo observar que desde el ejido Nayarit-El Faro hacia el ejido Durango, el daño mayor fue provocado por el proceso de licuación de una gran intensidad como se describe en la sección 3.5. Se observó que los volcanes de arena y agua que se forman por el proceso de licuación del subsuelo somero de 2 a 8 m de profundidad. Además, se observaron fracturas del terreno afectando a construcciones civiles y al sistema de carreteras del Valle de Mexicali.



Figura 57 Daños observados en viviendas adobe del valle de Mexicali



Figura 58 Daños observados en viviendas del Valle de Mexicali.



Figura 59 Vivienda de mampostería confinada con base en muros de adobe.

La zona con más daño se ubica dentro de una franja que está entre las estaciones acelerográficas Michoacán de Ocampo (MDO) y Riito (RII), que pertenecen a la Red de Acelerógrafos del Noroeste de México (RANM), estaciones donde se registraron aceleraciones verticales considerablemente altas, de 799 y 668 cm/s^2 .

Como un ejemplo se puede observar en las figuras 60 y 61 una estructura del IMSS que sufrió daños importantes debido a licuaciones del suelo.



Figura 60 Clínica rural del IMSS en Ejido Durango que experimentó daños importantes por la licuación del suelo.



Figura 61 Evidencia de la licuación del suelo de desplante de la clínica rural del IMSS en Ejido Durango.

En caminos, se observaron fracturamientos transversales y longitudinales (figura 62). Asimismo, se presentaron deslizamiento de terreno en cortes naturales (figura 63), agrietamientos del terreno (con centímetros de apertura y hasta 3 m de profundidad, figura 64) y agrietamientos en canales, donde se estima que hubo 563 kilómetros de daños (figura 65), 278 km pertenecen a los módulos de riego 10, 11 y 12.

Se observaron daños en puentes ferroviarios, como pérdidas de apoyo y torcedura de las vías (figura 66), así como en apoyos y estribos de puentes carreteros (figura 67).

Otros daños que se observaron fueron el colapso de algunos pozos en el campo geotérmico de Cerro Prieto, y en las líneas de transmisión, como la de Tijuana-Mexicali (subestación Rosita) y la línea de interconexión con Imperial Valley, Estados Unidos.

Los factores predominantes fueron tres: la licuación, la debilidad estructural de la vivienda y la subsidencia. La licuación se abordará posteriormente, pero existieron casos donde se presentó dentro de las viviendas. En general, las viviendas de mampostería no reforzada construidas con adobe o con bloque de concreto colapsaron donde existió la licuación (figuras

57 y 58) y las confinadas sufrieron daños parciales (figura 59). La subsidencia es otro factor muy presente en el valle de Mexicali, especialmente en la zona de Cerro Prieto, donde se producen asentamientos bruscos del terreno durante el sismo. Este último aspecto también se abordará posteriormente.



a) Carretera Mexicali -San Felipe



b) Carretera Tijuana-Mexicali, km 80, La Rumorosa



c) Camino al campo geotérmico de Cerro Prieto



d) Tramo Ejido Oaxaca a Ejido Nayarit

Figura 62 Daños en carreteras y caminos del valle de Mexicali. Fotos tomadas del sitio web <http://images.search.yahoo.com/search/images?p=sismo+mexicali&ei>



Figura 63 Daños en cortes naturales. Fotos tomadas del sitio web <http://images.search.yahoo.com/search/images?p=sismo+mexicali&ei>

3.5 Licuación

Es bien conocido el hecho que en lugares donde la sismicidad es alta puede presentarse el fenómeno de licuación en suelos granulares saturados sueltos o de compacidad

media que se encuentren a profundidades menores de 20 m y debajo del nivel freático. Durante un terremoto, las ondas sísmicas producen esfuerzos en el subsuelo que son tomados en principio por el agua que se encuentra en los poros de dicho suelo; esta presión puede acumularse al grado de superar el esfuerzo que existe en el contacto entre las partículas de suelo, y provocar que la estructura de dicho suelo prácticamente se rompa, al grado de no soportar ni su peso propio y provocarse asentamientos súbitos cuya magnitud depende el espesor del suelo licuado. El fenómeno se manifiesta en principio al sentir que el terreno se sigue moviendo aún finalizado el terremoto teniéndose un ascenso ligero del terreno, posteriormente se manifiesta un descenso súbito del suelo y la expulsión de agua a través de pequeños volcanes de arena.



Figura 64 Agrietamiento observado en el terreno. Las dos primeras fotos son tomadas del sitio web <http://images.search.yahoo.com/search/images?p=sismo+mexicali&ei>, la tercera foto es cortesía de Luis Felipe Gaspar y la última es tomada de Hudnut *et al.* (2010)



Figura 65 Agrietamientos en canales (www.estesillega.com)



Figura 66 Daños en puente ferroviario (fotos cortesía de Majid Sarraf)

El fenómeno de licuación se presentó de manera generalizada en el valle de Mexicali (figura 68), tanto a lo largo de caminos (carreteras Estatal #4, Mexicali-San Felipe, etc.), en zonas de cultivo y en poblados (ejidos Durango, Sonora, Nayarit, Oaxaca, Pátzcuaro, etc.).

En la figura 69 se muestra la variación de la resistencia dinámica de cono mediante un equipo ligero (PANDA) en dos sitios donde se presentó la licuación. Obsérvese que los valores son menores de 80 kg/cm² hasta los 3 m de profundidad, lo cual indica una arena muy suelta.



Figura 67 Daños en puente carretero (fotos cortesía de Majid Sarraf)



Figura 68 Conos de arena originados por el fenómeno de licuación en el Valle de Mexicali. Foto inferior derecha tomada del sitio web www.estesillega.com

Si se considera una aceleración del terreno de $a_r=530$ gales para el valle de Mexicali (sección 1) y un sismo de magnitud $M_w=7.2$, se obtiene una relación de esfuerzo cíclico (CSR) generado por el sismo de $0.35 < CSR < 0.56$ (Seed e Idriss 1971). Considerando dicho esfuerzo cíclico, la licuación del terreno se presentará cuando el número de golpes a la penetración estándar sea menor de $N_{SPT} < 30$. De la información geotécnica obtenida para el valle de Mexicali (Franco 2010 y Dumas 2010) se observa que el potencial de licuación es muy alto entre las profundidades de 1.5 a 2.5 m y de 4 a 8 m. Este resultado sugiere que la licuación se presentó en el valle de Mexicali en los primeros 10 m de profundidad. Es necesario llevar a cabo un estudio de licuación más amplio a fin de corroborar la conclusión anterior.

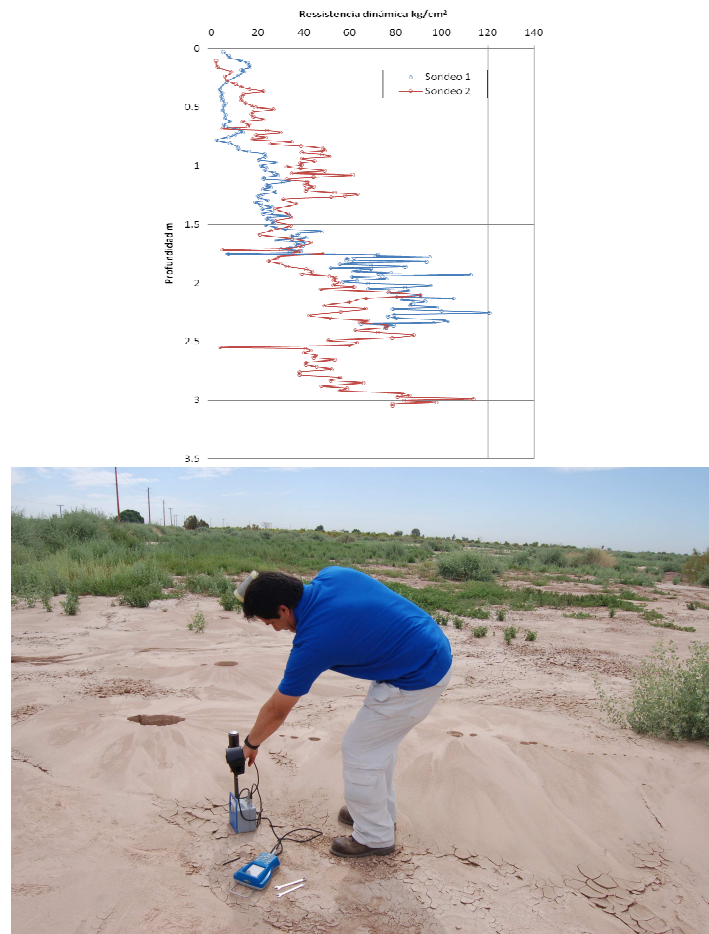


Figura 69 Sondeos de cono dinámico realizados en zonas licuadas

3.6 Subsistencia

Se han observado desplazamientos verticales del terreno en el Valle de Mexicali después de que ocurre un sismo importante, por lo que su relación con el sismo, y en especial con la licuación de los estratos de arena, es inmediata. Sin embargo, no todo este desplazamiento es provocado por la licuación, sino por otros factores; a saber, la presencia de fallamientos y a la subsistencia provocada por la extracción del fluido geotérmico en la planta de Cerro Prieto.

Si bien existen estudios como el de Suárez (2001) donde se indica que la extracción de fluido geotérmico ha acelerado la actividad en las fallas de la región, principalmente la de Cerro Prieto, es también conocido que la extracción del fluido en el subsuelo genera disminuciones de la presión de poro e incremento del esfuerzo efectivo, lo que a su vez produce el enjuntamiento de los estratos y finalmente los asentamientos en superficie (subsistencia).

Por lo anterior, las zonas de influencia de la planta geotérmica de Cerro Prieto han estado sometidas en los últimos años al fenómeno de subsistencia que ha provocado descensos y fisuramientos en el subsuelo, y por tanto zonas de debilidad.

En conclusión, tanto los agrietamientos como los descensos observados en el terreno en la zona del valle y cercanos a la planta geotérmica de Cerro Prieto han sido originados por

dos causas principales: la subsidencia y la actividad sísmica.

4 COMENTARIOS FINALES

Se presentó una síntesis y análisis de los daños observados tanto en el subsuelo como en las edificaciones después del sismo El Mayor-Cucupah del 4 de abril del 2010 con base en el recorrido de campo y en la revisión crítica de estudios previos realizados tanto en la ciudad como en el valle de Mexicali.

Destacó el desarrollo del fenómeno de la licuación, en especial en el valle y en menor escala en la ciudad de Mexicali, así como la vulnerabilidad alta observada en las construcciones de adobe.

En general, en la ciudad de Mexicali no se apreciaron daños estructurales de importancia, solamente en casos particulares, como en la clínica ISSSTECALI, la escuela particular frente a ella y los multifamiliares Monte Albán. En general, se presentaron agrietamientos en acabados y muros, grietas y hundimientos en pavimentos y edificaciones causados por efectos del reacomodo o la licuación del suelo, como fue el caso de la planicie de inundación del río Nuevo, donde se tienen rellenos artificiales deficientemente compactados y suelos. Asimismo, resalta el daño observado sobre las avenidas Justo Sierra y Benito Juárez.

Se destaca el comportamiento sobresaliente del Distribuidor Vial Mexicali, por tratarse de puentes aislados sísmicamente, es decir, cuenta con tecnología moderna para el control de la respuesta sísmica. El distribuidor no presentó daño alguno en ninguno de sus elementos.

Cabe señalar que entre las estructuras ingenieriles de la ciudad de Mexicali, el sismo afectó principalmente a edificios con claras condiciones de irregularidad estructural, como son por ejemplo el caso de los multifamiliares Monte Albán (planta alargada), el edificio de CFE (planta alargada y escalonamiento) o los edificios del Campus de la UABC (plantas irregulares en I, C, cajón o aún más complejas). Las plantas irregulares en muchas ocasiones ocasionan problemas por torsión que pueden ser magnificados por una distribución asimétrica de elementos resistentes. Durante este sismo se ha comprobado nuevamente que para que una estructura con planta irregular tenga un mal comportamiento y experimente daño estructural no se requiere que ésta tenga varios pisos, puede tener pocos pisos y aún así sufrir daño, a pesar que haya sido diseñada y construida ingenierilmente.

En contraste con el comportamiento observado en la ciudad de Mexicali, donde los daños observados son muy localizados y relativamente pocos en porcentaje con respecto al número de inmuebles e infraestructura disponible en la ciudad, los daños en viviendas, carreteras y canales de irrigación en el Valle de Mexicali fueron importantes, como se describe en este trabajo. Los factores predominantes para ello fueron tres: la licuación, la debilidad estructural de la vivienda y la subsidencia.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecemos sobremanera las atenciones del Dr. Joel Martínez de la Facultad de Ingeniería de la UABC por guiarnos en la visita a la Facultad de Ciencias Administrativas de la UABC y al Edificio de Estacionamiento del Gobierno del Estado. Asimismo, agradecemos al Ing. Alfonso Rodríguez Pérez de la Constructora Cautín, por facilitarnos información valiosa sobre el diseño del Distribuidor Vial Mexicali y a los M.I. Cesar Dumas González y Francisco Javier Franco Casas por la información geotécnica proporcionada tanto del valle como de la ciudad de Mexicali, así como a Luis Felipe Gaspar y Majid Sarraf por permitirnos utilizar sus fotos para ilustrar aspectos relevantes de los daños observados durante este sismo.

REFERENCIAS

- Acosta, J G, G Arellano y E Ruiz (2007), "Microzonificación sísmica de Mexicali", *Informe Final* CICESE, México.
- Campos, G J M (1974), "Capítulo V: Mexicali, B. C.", *Memorias, VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I*. Guadalajara, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos SMMS, México.
- Cautín (2010), "Construcciones con aislamiento sísmico en México", *Informe Interno*, Constructora Cautín, Guadalajara, México.
- Dumas, G G C (2010), comunicación personal.
- Franco, C F J (2010), comunicación personal.
- Google Earth (2010), <http://www.google.es/intl/es/earth/index.html>
- Grupo RESNOM (2002), "Estado actual de RESNOM y sismicidad de la región noroeste de México en el periodo septiembre-diciembre de 2001", *GEOS*, Unión Geofísica Mexicana, abril.
- Hudnut, K, E Hauksson, D Given, A Guarino, S Hough, K Hutton, L Jones, K Felzer y B Dollar, "M_w 7.2 El Mayor-Cucapah Earthquake (Northern Baja California Earthquake)", *Internet Report*, Version 14, <http://www.scsn.org/2010sierraelmayor.html>.
- Munguía, L, M Navarro, T Valdez y M Luna (2010), *Sismología de Movimientos Fuertes*, División de Ciencias de la Tierra, CICESE.
- Rodríguez, J M (2002), "Los desastres naturales en Mexicali BC, diagnóstico sobre el riesgo y la vulnerabilidad urbana", *Frontera Norte*, enero-junio, Vol. 14, No. 027, Colegio de la Frontera Norte, Tijuana, México.
- Seed, B H e I M Idriss (1971), "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division*, Vol. 97, No. 9, pp. 1249-1273.
- Suárez, F, M González, L Munguía, V Wong, A Vidal y J González (2001), "Distribución de daños materiales en el valle de Mexicali, B.C., ocasionados por los sismos de 1 de junio y 10 de septiembre de 1999, M_w=4.8", *GEOS*, Unión Geofísica Mexicana, A.C., abril.
- Topozada, R, Ch Tusson, R Real y D L Park (1981). "Preparation of isoseismal maps summaries of reported effects for pre-1900 California earthquakes" *Open File Report 81-11* SAC, Annual Technical Report to US Geological Survey, California Division of Mines and Geology.

EVALUACIÓN INTEGRADA DE LA SEGURIDAD DE HOSPITALES: IMPLICACIONES EN LA RESILIENCIA DE LAS COMUNIDADES

**Jairo Andrés Valcárcel⁽¹⁾, Lluís Gonzaga Pujades⁽¹⁾, Alex H. Barbat⁽¹⁾,
Miguel Mora⁽¹⁾ y Omar Darío Cardona⁽²⁾**

⁽¹⁾Universidad Politécnica de Cataluña.
Campus Norte UPC, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1,
08034 Barcelona, España.
jairo.andres.valcarcel@upc.edu

⁽²⁾Universidad Nacional de Colombia,
Campus Palogrande. IDEA, Cra. 27 No. 64-60,
Manizales, Colombia.
odcardona@unal.edu.co

RESUMEN

El objetivo de “hospitales a salvo de desastres” promovido por la Organización Mundial de la Salud sugiere la evaluación de la vulnerabilidad física de las instalaciones, así como la fragilidad socioeconómica de las comunidades que se benefician de sus servicios. De acuerdo a este objetivo, este trabajo presenta un Índice de Riesgo de Hospitales que considera: a) la vulnerabilidad estructural, la cual es evaluada a través de curvas de capacidad y fragilidad, b) la vulnerabilidad no estructural, relacionada con la fragilidad de los contenidos, el equipo médico, los elementos arquitectónicos y las líneas vitales, c) la capacidad de respuesta, en la cual se evalúa la calidad de los planes de emergencia y contingencia, la preparación del personal para atender emergencias el sistema logístico y la realización de simulaciones y simulacros, d) indicadores de oferta que reflejan el tamaño y nivel de atención del hospital y e) la fragilidad y resiliencia de la comunidad. Con este marco conceptual se desarrolla un caso de estudio aplicando estos indicadores a los hospitales de la red pública de Cataluña, España, configurando así una herramienta para la toma de decisiones y de asignación de prioridades para la gestión del riesgo en sistemas de salud.

Palabras claves.- Vulnerabilidad de hospitales, seguridad hospitalaria

ABSTRACT

The objective of “safe hospitals from disasters” promoted by the World Health Organization suggests the evaluation of the physical vulnerability of facilities as well as the socioeconomic fragility of communities. According to this goal, this work presents a Hospital Risk Index by considering: a) structural vulnerability, which is considered by means of capacity and fragility curves, b) non-structural vulnerability, related to the fragility of contents, medical equipment, architectural elements, and lifelines, c) response capacity, that evaluates the quality of emergency and contingency plans, workforces, logistics planning in emergency situations and simulation drills ,d) supply indicators refers to the size and attention level of the hospital and e) fragility and resilience of the community. These indicators are applied to the public hospitals of Catalonia, Spain, resulting in a decision-making tool for setting priorities for risk management of health systems.

Keywords.- Hospital vulnerability, hospital safety

1. INTRODUCCIÓN

En las prioridades del Marco de Acción de Hyogo 2005-2015 (ISDR 2005), el objetivo de “hospitales a salvo de desastres” fue considerado como una actividad clave para reducir los factores subyacentes de riesgo. Como resultado, la Organización Mundial de la Salud (OMS) en el año 2008 lanzó la campaña de hospitales a salvo de desastres y diseñó un *Índice de Seguridad Hospitalaria* (ISH).

El propósito del ISH es evaluar la seguridad estructural, no estructural y funcional de las instalaciones de salud. Para este propósito, el índice se fundamenta en una escala de evaluación cualitativa, compuesta por las calificaciones baja, media y alta para cada ítem incluido en el análisis (145 en total). Para la aplicación del índice, la OMS desarrolló un cuestionario detallado que debe ser rellenado durante la inspección de los hospitales. Para dar soporte a la evaluación, el índice cuenta con un manual que ilustra los criterios de calificación para cada ítem (WHO 2008). Actualmente, el uso de este indicador es altamente impulsado por la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y países como México, Bolivia, Ecuador, Barbados, Dominica, Nevis, St. Kitts, Grenada, Montserrat, San Vicente & las Granadinas, y Anguilla lo han aplicado (WHO 2008a).

Dada la relación entre salud, desarrollo y bienestar, en los compendios de buenas prácticas en la mitigación de riesgos en instalaciones de salud, se señala la importancia del análisis del entorno socioeconómico de los pacientes y de la accesibilidad a los servicios médicos para la adecuada gestión del riesgo de este tipo de instalaciones (WHO 2008a).

Considerando los marcos conceptuales y los aspectos metodológicos desarrollados para evaluar la seguridad, vulnerabilidad y resiliencia de sistemas hospitalarios, el objetivo de este trabajo es adaptar un Índice de Riesgo de Hospitales, (IRH) con el fin de evaluar el riesgo sísmico de las instalaciones de salud conectando la vulnerabilidad de los elementos estructurales y no estructurales con la capacidad de respuesta del hospital y la fragilidad socioeconómica de la sociedad. En la sección 2 se presenta un resumen de las dimensiones de vulnerabilidad consideradas en el IRH y sugerencias para el mejoramiento metodológico del índice de seguridad propuesto por la OMS. En la sección 3 se comentan las relaciones entre salud, desarrollo y bienestar con el fin de justificar la estructura del indicador, la cual se presenta en la sección 4. Comentarios del alcance y potenciales aplicaciones del IRH se presentan en la sección 5. Finalmente, en la sección 6 se presentan los resultados de la aplicación del IRH en los hospitales públicos de Cataluña.

2. ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE HOSPITALES

2.1. Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad estructural se refiere al nivel de daño que un sistema puede sufrir dada la ocurrencia de un evento peligroso. La evaluación de la vulnerabilidad a través de indicadores, tal como el Método Italiano (Benedetti & Petrini 1984) es una alternativa para calificar en forma relativa la propensión al daño de un edificio de acuerdo con sus propiedades estructurales asociadas a su regularidad en planta, redundancia, calidad de los materiales, entre otros aspectos. Un enfoque similar es usado en el ISH para evaluar, en forma cualitativa, la seguridad estructural de los hospitales (WHO 2008).

Respecto a la metodología sugerida por la OMS, se señala que la calificación propuesta no realiza distinciones entre diferentes sistemas estructurales, por lo tanto, edificios de diferentes características estructurales pueden ser evaluados con criterios inapropiados o insuficientes.

De acuerdo con el objetivo del índice, el cual es identificar si un hospital permanece en funcionamiento en situaciones de emergencia, es necesario tener referencias del grado de daño que puede alcanzar dada la intensidad de las amenazas a las que está expuesto (Safina 2002). Así, el sistema de puntuación usado en el ISH para la evaluación de la seguridad desde la perspectiva estructural no es suficiente. Hace falta definir funciones de vulnerabilidad que relacionen la intensidad del evento con el daño esperado, tal como se sugiere en Barbat *et al*

(1996), o en los métodos de evaluación de primer nivel (Level 1) descritos en el proyecto Risk UE. (Milutinovich & Trendafiloski 2003).

Para propósitos de rápida caracterización y priorización de edificios expuestos a eventos peligrosos, se han desarrollado escenarios sísmicos con el fin de evaluar la capacidad y respuesta de las instalaciones de salud (Zonno *et al.* 2003, Pujades *et al.* 2007). En estos trabajos, el daño de los edificios es estimado con la ayuda de matrices de probabilidad de daño y curvas de fragilidad basadas en la escala macrosísmica. Similarmente, en Bruneau *et al.* (2007) se encuentra una metodología y un marco conceptual para evaluar la resiliencia de un sistema midiendo la funcionalidad como una relación entre la pérdida del servicio y su habilidad para recuperarse. La función de pérdidas es evaluada usando funciones de fragilidad asociadas a niveles de desempeño específicos.

De acuerdo con el reporte ATC 40 (ATC 1996), el comportamiento sísmico de un edificio es evaluado mediante la comparación entre su espectro de capacidad con el espectro de demanda. A través de un análisis push over, la curva de capacidad de un edificio puede definirse y representa un diagrama de fuerza-desplazamiento de la estructura. El espectro de capacidad es obtenido convirtiendo cada punto de la curva de capacidad en coordenadas espectrales del primer modo de la estructura. Por otro lado, el espectro de demanda se obtiene de manera simplificada del espectro de respuesta elástica amortiguado al 5% y reducido para tomar en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura. La intersección entre el espectro de capacidad y el de demanda es conocida como el punto de comportamiento (o punto de capacidad por demanda) del edificio y representa el desplazamiento espectral máximo debido a una demanda sísmica específica.

Para la evaluación del comportamiento del edificio ante un escenario sísmico, las curvas de fragilidad definen la probabilidad de que el daño esperado exceda un determinado nivel de daño, dado el desplazamiento espectral de la estructura en el punto de comportamiento. Las curvas de fragilidad se definen para los estados de daño 1-leve, 2-moderado, 3-extensivo y 4-completo; cada estado de daño está descrito en términos del desplazamiento espectral de los puntos de cedencia y de capacidad última del espectro de capacidad del edificio, representado en un formato bilineal.

Si se supone que las curvas de fragilidad siguen una distribución de probabilidad lognormal, éstas pueden definirse completamente a través del desplazamiento espectral asociado a cada estado de daño (el cual representa el valor medio de la distribución) y su correspondiente desviación estándar. Una vez definidas las curvas de fragilidad y conocido el desplazamiento espectral en el punto de comportamiento para un escenario específico, es posible estimar las probabilidades de excedencia de cada estado de daño.

A partir de la relación de las curvas de fragilidad es posible obtener las matrices de probabilidad de daño, las cuales expresan, para cada estado de daño y para cada escenario, la probabilidad de daño. Por último, el grado de daño medio esperado en el edificio ante un escenario sísmico específico, puede estimarse como la suma de los estados de daño, ponderados por su correspondiente probabilidad (Barbat *et al.* 2007). El grado de daño medio puede normalizarse, en forma simplificada en el intervalo (0,1), dividiéndolo por el número total de estados de daño (4 en este caso).

Para propósitos de evaluación de la vulnerabilidad a una escala regional, como en el caso del estudio de una red de hospitales, es aceptado simplificar el problema y clasificar los elementos expuestos en tipologías estructurales dependiendo de las características de los edificios como el número de plantas, el nivel de diseño sismo resistente y los materiales de construcción. Estas tipologías usualmente están caracterizadas por curvas de capacidad bilineales, definidas por los puntos de cedencia y resistencia última (Barbat *et al.* 2007).

Así, al comparar el espectro de capacidad de cada tipología con los espectros elásticos de respuesta correspondientes a la ubicación del edificio, es posible encontrar una aproximación gruesa del daño esperado y así obtener una referencia de su nivel de seguridad ante la ocurrencia de eventos sísmicos de determinada intensidad. Si hay información disponible para aplicar el método simplificado de espectros de capacidad por demanda y el conjunto de hospitales incluidos en el análisis son estructuras similares a los edificios para los cuales se han desarrollado espectros de capacidad, este procedimiento puede reemplazar el sistema de puntuación cualitativa propuesto por la OMS en el ISH.

Considerando la importancia de las instalaciones de salud, la evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo de estas instalaciones debe desarrollarse en múltiples etapas con procedimientos cada vez más detallados, similares al esquema de priorización aplicado por Crowley *et al.* (2008) para la planificación de la intervención sísmica en escuelas.

2.2. Vulnerabilidad no estructural

La vulnerabilidad no estructural está asociada a la propensión al daño de los contenidos, equipos metidos, elementos arquitectónicos, líneas vitales y está influenciado por la respuesta del edificio a los eventos peligrosos. El daño de los elementos no estructurales puede interrumpir la operación del edificio o herir a sus ocupantes. Adicionalmente, el porcentaje del valor de los elementos no estructurales y de los contenidos puede ser tanto como el 80% del valor total del hospital (Cardona 1999, Aref *et al.* 2004, Paul & Lin 2009). Por esta razón, el comportamiento sísmico de los hospitales debe ser orientado no sólo a prevenir el colapso de los edificios, sino para garantizar el funcionamiento de los elementos estructurales con el fin de evitar la interrupción de los servicios médicos (Astrella *et al.* 2004).

Para la evaluación de la vulnerabilidad de los elementos no estructurales, el ISH propuesto por la OMS presenta una lista extensa de ítems y aplica una escala cualitativa con el fin de verificar la estabilidad y características de los soportes, anclajes, la seguridad de los depósitos y la redundancia de las líneas vitales e instalaciones (WHO 2008).

La escala cualitativa usada en el ISH es útil para identificar elementos que requieren especial atención debido a las deficiencias de su ubicación y conexión con la estructura. No obstante, con esta información no es posible establecer una referencia del nivel de daño esperado ni de la pérdida de funcionalidad ante un evento de una determinada intensidad. Por esta razón, la evaluación de la posible interrupción de los servicios debe basarse en parámetros relacionados con la respuesta estructural a la amenaza o al daño del edificio.

Al respecto, Monti y Nuti (1996) desarrollan un procedimiento basado en confiabilidad para evaluar la capacidad de un hospital para mantenerse en funcionamiento luego de un evento sísmico de una determinada intensidad, considerando la organización de los servicios y subservicios en el hospital y asignando un criterio de colapso para cada uno de estos. Este enfoque requiere de información detallada y procedimientos refinados que sobrepasan el alcance del indicador acá considerado. Como una alternativa, el uso de curvas de fragilidad para los elementos no estructurales es sugerido. En HAZUS-MH (FEMA 2003) hay un conjunto de curvas de fragilidad definidas para componentes no estructurales dependiendo de la tipología del edificio, el tipo de componente y el estado de daño. Paul y Lin (2009) evalúan el daño esperado del edificio y de los componentes no estructurales usando curvas de fragilidad y extienden el análisis con el fin de estimar la capacidad del hospital. En Aref *et al.* (2004) es presentado el trabajo desarrollado por el Centro Multidisciplinario de Investigación en Ingeniería Sísmica de la Universidad de Buffalo (MCEER por su sigla en inglés), quienes estudian la relación entre el comportamiento de los componentes no estructurales y la respuesta estructural a eventos sísmicos con el fin de seleccionar tecnologías de reforzamiento que reduzcan los daños esperados.

Si no hay información sobre funciones de fragilidad para los elementos no estructurales, el uso de indicadores cualitativos debe ser considerado en relación al daño de la estructura como un

factor de modificación de la funcionalidad del edificio. Con fines de evaluar el nivel de operatividad de instalaciones de salud luego de un evento desastroso, Yavary y Chang (2010) proponen un sistema de evaluación post terremoto de la funcionalidad de hospitales considerando aspectos estructurales, no estructurales, de seguridad de las líneas vitales y del personal médico. A partir del análisis estadístico de los daños observados en este tipo de instalaciones se establecen relaciones entre el daño estructural con el de los elementos no estructurales y el de las líneas vitales. Así mismo, estos autores definen, en forma cualitativa, diferentes niveles de comportamiento para realizar la evaluación de las instalaciones de salud en escenarios sísmicos.

Tomando como referencia los niveles propuestas por Yavary y Chang (2010), así como las calificaciones sugeridas por la OMS en el Índice de Seguridad Hospitalaria y las directrices dadas en los documentos ATC 51-1 y ATC 51-2 para la reducción de la vulnerabilidad de elementos no estructurales, en el presente trabajo se sugiere una escala cualitativa para la evaluación de la vulnerabilidad no estructural. Esta escala se resume por tipo de elemento (arquitectónico, equipo médico y mobiliario, instalaciones y líneas vitales), cantidades (ninguno, pocos, algunos, la mayoría, todos) y efectos en la funcionalidad e integridad de los ocupantes. Este enfoque también es considerado en Cardona (1999) y resulta útil para sintetizar la información requerida para la inspección de la instalación. Así mismo, facilita la interpretación y análisis de los resultados. En el Apéndice A se presentan los niveles de calificación sugeridos para la evaluación de la vulnerabilidad de los elementos no estructurales.

Se debe resaltar que el alcance del índice no es reemplazar un análisis de vulnerabilidad detallado. Es una herramienta de decisión correspondiente a una política nacional-regional de mitigación de riesgos en las instalaciones de salud (WHO 2008). Así, la extensión de los ítems considerados debe ser consistente con el alcance del índice y los métodos aplicados en el análisis de vulnerabilidad. Por esta razón, resulta conveniente realizar una evaluación más resumida, evitando calificaciones individuales sobre cada componente.

2.3. Capacidad de respuesta

De acuerdo con el marco conceptual desarrollado por Cimelaro *et al.* (2007) para el análisis de la resiliencia de sistemas e instalaciones de salud, la capacidad de respuesta está asociada en mayor medida a la rapidez y disponibilidad de recursos de un sistema en situaciones de emergencia. En el mismo sentido, el ISH verifica, al nivel del hospital, la capacidad funcional en términos de la organización del comité para desastres y del Centro de Operaciones de Emergencias, la aplicación de planes de emergencias y contingencias internas y externas, el mantenimiento preventivo y correctivo de las líneas vitales y la disponibilidad de recursos para la preparación y respuesta a desastres.

Como una lista de chequeo, el índice propuesto por la OMS es útil para identificar vacíos en las actividades de fortalecimiento de la capacidad de respuesta. No obstante, dada la extensión y las definiciones de los niveles de calificación, éstos son más apropiados para una guía que para un indicador. Por esta razón, se sugiere sintetizar por actividades y definir metas y objetivos de referencia que pueden ser útiles para planear las estrategias en manejo de emergencias. Cardona *et al.* (2004) proponen en el Índice de Gestión del Riesgo (IGR) una escala cualitativa como referencia para la evaluación de la preparación y de la respuesta a emergencias a un nivel regional. Esta escala es organizada en niveles progresivos que expresan el grado de desarrollo adquirido. Considerando la escala como metas de desarrollo, el indicador permite definir un plan de mejoramiento en múltiples etapas.

Así, en este trabajo se sugiere adaptar la estructura del IGR para evaluar en una forma resumida, coherente y bajo una escala progresiva, la habilidad del hospital para manejar emergencias. Las actividades consideradas son la organización para la respuesta a emergencias, la capacitación del personal en actividades de emergencia, el sistema logístico y el desarrollo de ejercicios de simulación y simulacro. Las descripciones de cada uno de los objetivos incluidos las actividades corresponden a una síntesis de diversos manuales desarrollados por la OMS (ver OPS

1983, 1995, 1996, 2000, 2001, 2003 y 2007). En la Tabla 1 se presentan los criterios empleados en la escala semántica y en el Apéndice B se presentan las descripciones de los niveles de evaluación para cada actividad.

Tabla 1. Criterios semánticos sugeridos para la evaluación de la respuesta a emergencias.

Rango	Agentes involucrados	Grado de desarrollo	Cantidades	Periodicidad
Bajo	Hospital	Inexistente	Ninguno	Nunca
Incipiente	Red de hospitales	En diseño	Pocos	Rara vez
Medio	Administradores de líneas vitales	En ejecución	Algunos	Algunas veces
Notable	Administración de gobierno	En prueba	La mayoría	Muchas veces
Alto	Comunidad	Actualmente en práctica	Todos	Siempre

2.4. Evaluación de las pérdidas físicas y de la capacidad funcional

De acuerdo con la estructura del ISH sugerido por la OMS, en la Ecuación 1 se presenta el índice compuesto por las dimensiones de vulnerabilidad estructural, no estructural y de capacidad de respuesta:

$$R(MDG, NS, RC) = x_{mdg} \times MDG + x_{ns} \times NS + x_{rc} \times RC \quad (1)$$

Donde $R(MDG, NS, RC)$ representa los indicadores de pérdidas físicas y la capacidad de respuesta. MDG en este caso representa el indicador de la vulnerabilidad estructural y se define a través del grado de daño medio normalizado. Este valor puede estimarse a partir del método simplificado de espectros de capacidad para un escenario sísmico específico, tal como se mencionó en la sección 2.1. Por otro lado, NS representa el índice estimado para la vulnerabilidad de los elementos no estructurales y RC el índice de calificación de la capacidad de respuesta. Cada dimensión de la vulnerabilidad es afectada por el peso correspondiente x_i . La OMS sugiere 0.5 para los componentes estructurales (en este caso el grado de daño medio normalizado), 0.3 para los componentes no estructurales y 0.2 para la capacidad de respuesta (WHO 2008).

3. INDICADORES DE OFERTA, RESILIENCIA Y BIENESTAR DE LAS COMUNIDADES

En el Eurocodigo 8 (EN 1998), así como en otros códigos de diseño sismo resistente, los edificios esenciales son considerados como aquellos cuya integridad durante terremotos es de vital importancia para la protección civil (e.g hospitales); también se asigna una importancia especial a aquellos edificios cuyo colapso implique serias consecuencias sociales y económicas (e.g escuelas). Para ser consistentes con esta definición, las evaluaciones de la vulnerabilidad y del riesgo de estas instalaciones deben considerar los costos sociales, económicos y funcionales asociados a las pérdidas probables. No obstante, el riesgo de los edificios esenciales está en mayor parte entendido como un aspecto de administración de emergencias y de respuesta inmediata, en el cual, no hay reflexiones sobre los costos de oportunidad asociados a su pérdida ni se consideran sus contribuciones al bienestar de los ciudadanos.

Hay una fuerte correlación entre salud y desarrollo. De acuerdo a los modelos de crecimiento económico que incorporan la salud de la población (Flessa 2007), el crecimiento económico es una función del crecimiento de la salud de la población. Estos modelos están soportados en datos estadísticos del producto nacional, mortalidad y morbilidad en países desarrollados y en vía de desarrollo. En estos estudios se ha encontrado que entre más alto es el producto nacional, más alta es la esperanza de vida y más baja la mortalidad y morbilidad.

De la misma forma, la calidad de vida está relacionada con determinantes del bienestar en términos de la disponibilidad de comida, vestido, agua potable, instalaciones de educación y salud e ingreso (Dasgupta y Weale 1992). Considerando estos marcos metodológicos, Royuela y Suriñach (2005) han medido la calidad de vida en la Provincia de Barcelona usando 18 indicadores básicos. En el caso de la salud, estos están relacionados con la cobertura y la oferta de servicios médicos, expresados como el número de médicos por cada mil habitantes, las camas hospitalarias, entre otros. Estos indicadores son también usados por Safina (2002) para evaluar la respuesta de cada hospital público durante un evento de heridos masivos, como un terremoto.

Así, dadas las relaciones entre salud, desarrollo, bienestar y la resiliencia de la comunidad, la evaluación del riesgo de las instalaciones de salud (así como la definición de sus niveles de seguridad) deben incluir este tipo de aspectos para cuantificar apropiadamente el valor de estos bienes. En este contexto, el Índice de Riesgo de Hospitales que se propone en este trabajo es una alternativa para conectar la resiliencia de las comunidades y su bienestar con la vulnerabilidad y riesgo sísmico de los hospitales.

Para la evaluación de la vulnerabilidad socioeconómica, Cardona et al (2004) aplican el Índice de Vulnerabilidad Prevalente (IVP) con el fin de establecer referencias sobre la exposición y susceptibilidad, la fragilidad socioeconómica y la falta de resiliencia a un nivel regional usando indicadores sociales. En situaciones de emergencia, los adultos mayores y los niños representan grupos vulnerables al ser personas en desventaja cuando enfrentan condiciones críticas. En un caso similar, los desempleados y las personas pobres, dado que tienen ingresos limitados, están restringidos para tener medios de protección (Cardona *et al.* 2004). Estas condiciones son consideradas como factores agravantes a las situaciones de desastre y manifiestan la capacidad de las comunidades para enfrentar eventos críticos y su habilidad para recuperarse. Como complemento, Carreño *et al.* (2005) proponen el Índice de Riesgo Urbano (IRU) que incluye las pérdidas esperadas (efectos primarios del desastre) y la vulnerabilidad socioeconómica de las comunidades, reflejadas en un factor de agravamiento (efectos secundarios del desastre). Este factor de agravamiento intenta representar los problemas adicionales de comunidades de baja resiliencia cuando se enfrentan a emergencias y a la posterior fase de recuperación. Este enfoque es considerado por los autores como un marco conceptual general y útil para evaluar el riesgo de edificios esenciales y es adoptado para la formulación del IRH.

4. ESTRUCTURA DEL ÍNDICE DE RIESGO DE HOSPITALES

La estructura del Índice de Riesgo de Hospitales (IRH) se presenta en la Figura 1. Ésta propuesta toma como referencia el marco conceptual del IRU (Carreño et al 2005) y las metodologías sugeridas en la Sección 2 para la evaluación de la vulnerabilidad de las instalaciones de salud. En la ecuación (2) se presenta la expresión para su aplicación.

$$R_h = R(MDG, NS, RC) \times (1 + F) \quad (2)$$

Donde R_h representa el riesgo total del hospital, combinando los indicadores de pérdidas físicas (estructurales y no estructurales) $R(MDG, NS, RC)$ y la capacidad de respuesta, tal como se indicó en la ecuación (1). F representa el Factor de Agravamiento dada la vulnerabilidad socioeconómica de la comunidad. Éste factor se considera un indicador compuesto tal como se presenta a continuación.

$$F = x_{Ef} \times EF + x_{VO} \times VO + x_{TO} \times TO + x_{CO} \times CO \quad (3)$$

$$EF = \sum_i x_{EFi} \times EF_i \quad (4)$$

Donde, x_{EF} , x_{VO} , x_{TO} , x_{CO} son los pesos asignados a cada indicador. (EF) representa la exposición y fragilidad de la población en términos de la tasa de dependencia senil (EF1), la dependencia juvenil (EF2), la tasa de pobreza (EF3), la tasa de desempleo (EF4) y la densidad de población (EF5). La combinación de estos indicadores se presenta en (4) en la cual cada x_{EFi} representa el peso asignado a cada subindicador y cada EFi representa el valor normalizado de cada subindicador. Por otro lado, VO es el valor normalizado del número de camas, TO representa la calificación del nivel de atención del hospital. De acuerdo a Safina (2002), TO toma valores de 0.67 para hospitales de atención básica, 0.85 para hospitales de referencia y 1 para hospitales de alta tecnología. Finalmente CO representa la tasa de hospitalización.

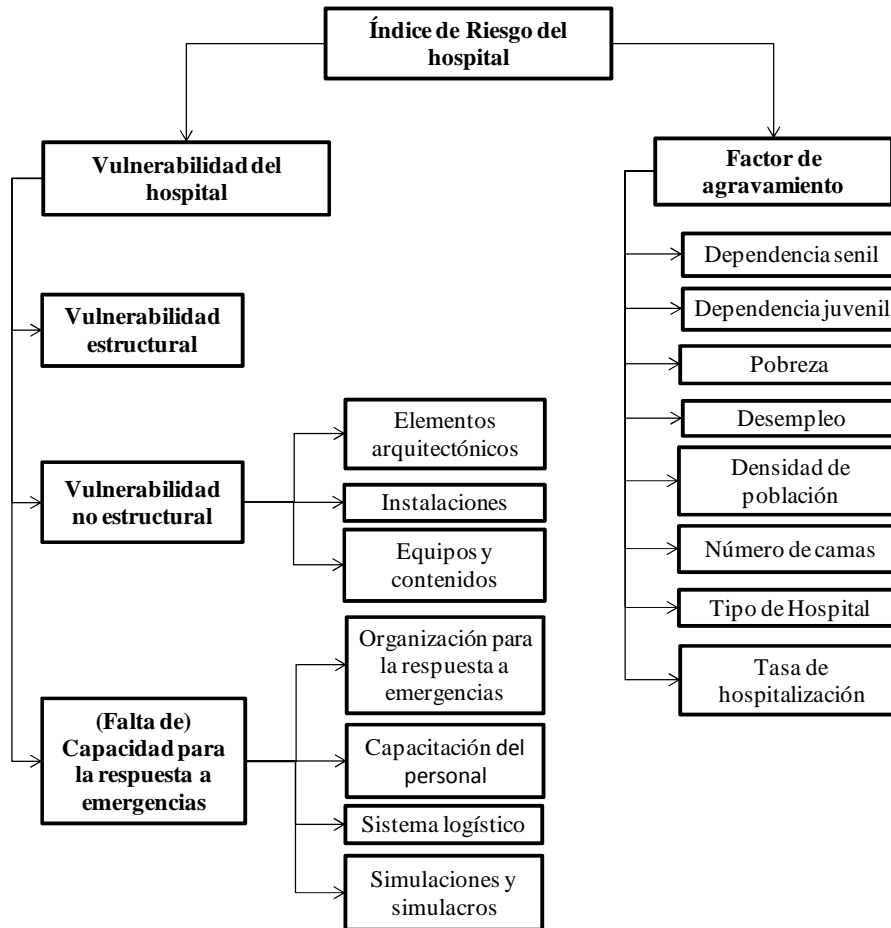


Figura 1. Esquema de la estructura de la vulnerabilidad de hospitales

El máximo valor del IRH es 2 y está asociado por un lado a una alta vulnerabilidad de los hospitales y por el otro a una alta fragilidad socioeconómica de las comunidades. Respecto a la vulnerabilidad estructural, en el caso de emplear el método simplificado de espectros de capacidad para su evaluación, correspondería a los hospitales en los cuales el grado de daño medio esperado es cercano al estado de daño completo. Así mismo, la mayor calificación estaría asociada a las condiciones en las cuales los indicadores de vulnerabilidad estructural y de falta de capacidad de respuesta son altos. Estos resultados son afectados por el factor de agravamiento, de tal forma que la mayor calificación también reflejaría precarias condiciones del contexto socioeconómico.

5. COMENTARIOS AL ÍNDICE DE RIESGO DE HOSPITAL

5.1. Alcance del indicador

Dada la información y métodos empleados para la evaluación de la vulnerabilidad estructural y no estructural, el IRH está concebido como un primer paso en un procedimiento para definir prioridades de intervención de la vulnerabilidad de los hospitales de acuerdo al índice de riesgo.

Las limitaciones de los resultados de la vulnerabilidad estructural se derivan de la clasificación de los edificios en tipologías y de la selección de la forma del espectro de respuesta elástico (Chandler *et al.* 2001). El grado de daño medio (y en general el procedimiento de estimación de pérdidas) es altamente sensible a la selección de diferentes curvas de fragilidad o tipos de suelos (Grossi 2000). Por esta razón, el análisis de vulnerabilidad desarrollado bajo el método simplificado de espectros de capacidad debe clasificarse como preliminar y útil para propósitos de priorización.

Por otro lado, la estimación de pérdidas basadas en el análisis del comportamiento sísmico de tipologías estructurales no debería aplicarse para el análisis de estructuras individuales. Estos resultados representan la estadística de un grupo extenso de edificios de un tipo similar, que es diferente al comportamiento de un edificio promedio. Por esta razón, el grado de daño medio debe observarse a una escala regional, considerando el inventario completo de los edificios (ATC 2002).

En el caso de la vulnerabilidad socioeconómica, la comparación entre diferentes ciudades o unidades administrativas debe desarrollarse en el mismo procedimiento con el fin de normalizar todos los indicadores en la misma escala. Estandarizaciones lineales pueden aplicarse en los casos en los cuales la variación no es mayor a dos órdenes de magnitud. De otro modo, otras funciones (e.g. exponenciales) pueden ser consideradas. Para más detalles sobre la aplicación de funciones de transformación para la normalización de indicadores ver Carreño *et al.* (2005).

Además, la escala regional usada para la evaluación del factor de agravamiento debe ser consistente con la escala usada para la planificación de los recursos de salud con el fin de mejorar el análisis de los resultados.

5.2. Modificaciones y aplicaciones del IRH

La estructura del indicador presentada en la Figura 1 y en la Ecuación 2 es un marco genérico que relaciona la vulnerabilidad física de los elementos expuestos con el entorno socioeconómico de la comunidad. Este indicador está diseñado para señalar que el riesgo de un sistema debe ser observado en el contexto social al que pertenece, de tal forma que el factor de agravamiento es una alternativa para reflejar qué tan serias pueden ser las pérdidas esperadas en términos de la resiliencia de la comunidad.

En este sentido, el IRH puede ser adoptado para evaluar la vulnerabilidad de otras instalaciones de especial importancia como las estaciones de bomberos, escuelas, entre otras. En estos casos, es necesario identificar apropiadamente los indicadores usados para el análisis de la vulnerabilidad no estructural y de la capacidad de respuesta, así como los indicadores de los servicios que proveen y sus implicaciones en el bienestar de la comunidad.

Con respecto a la estimación de la vulnerabilidad estructural y del riesgo, otros métodos de evaluación pueden introducirse empleando métricas diferentes del riesgo físico, como por ejemplo, la pérdida anual esperada.

5.3. Uso para decisiones sobre la mitigación de riesgos

El IRH es útil para propósitos de priorización basados en estimaciones gruesas de las pérdidas esperadas y de la fragilidad socioeconómica de la sociedad. Usando el IRH es posible evaluar, en términos generales, la reducción de las pérdidas esperadas cuando se consideran alternativas de reforzamiento.

Sin embargo, la selección de las intervenciones específicas que garantizan un determinado nivel de comportamiento y seguridad están por fuera del alcance de este índice. No obstante, es necesario señalar que la cuantificación de los beneficios y costos de la mitigación de riesgos en instalaciones esenciales debe expresarse en términos de las pérdidas económicas directas e indirectas asociadas a la reparación y/o reconstrucción de los edificios, equipo y reposición del inventario. Atención adicional debe prestarse a los costos de oportunidad de la reposición del capital afectado, especialmente cuando es financiado a través de la reasignación de recursos públicos (Keipi & Tyson 2002). Un ejemplo de un análisis de beneficio costo probabilista de las estrategias de mitigación de riesgos en instalaciones de salud, considerando sólo los efectos directos se presentan en Mora *et al.* (2009).

5.4. Evaluación de la capacidad de respuesta

En este trabajo se sugiere el uso de indicadores cualitativos de capacidad de respuesta y otros socioeconómicos como información complementaria para el análisis de la resiliencia de los hospitales y de las comunidades. En Cimellaro *et al.* (2006) se establecen funciones de recuperación lineales, exponenciales o logarítmicas dependiendo de la respuesta del sistema y de la sociedad. Por esta razón, la calificación de la rapidez y de la disponibilidad de recursos, así como la selección de la función de recuperación más apropiada pueden justificarse en términos de los indicadores socioeconómicos propuestos y de las calificaciones presentadas para evaluar la capacidad de respuesta del sistema hospitalario.

6. CASO DE ESTUDIO

El IRH ha sido aplicado a los hospitales de la red pública de Cataluña. De acuerdo con el anuario estadístico de Cataluña (Idescat 2010), la superficie total de la región es cercana a 32.092 km², la población total se estima en 7.475.420 habitantes en el 2009. El 15.2% de la población es menor de 15 años y el 16.2% de la población es mayor de 65 años. El número total de camas por cada mil habitantes es cercano a 4.7.

La red de hospitales está organizada en regiones de salud, gobiernos territoriales de salud y unidades básicas de salud, administradas por el Servicio Catalán de la Salud (Generalitat de Catalunya. Departament de Salut 2008). Los hospitales se clasifican en tres categorías como general, de referencia y de alta tecnología. Este análisis incluye 65 hospitales de la red pública. La Tabla 2 muestra el total de camas y hospitales en cada categoría.

Tabla 2. Numero de hospitales y camas según categoría de los hospitales.

Categoría	Número de camas	Número de hospitales
General	4,491	33
Referencia	7,833	24
Alta tecnología	5,143	8
Total	17,467	65

Los edificios fueron clasificados dentro de la matriz de tipologías estructurales del proyecto RISK-UE de acuerdo con la información disponible en Safina (2002) sobre el material

de construcción, la altura y la edad. Los más comunes son muros de mampostería no reforzada con forjados mixtos de acero y mampostería (M3.3), muros de mampostería no reforzada con forjados de hormigón armado (M3.4), edificios de pilares y forjados de hormigón armado con muros de relleno irregulares de mampostería no reforzada (RC3.2) y edificios de pilares y forjados de hormigón armado con muros de relleno regulares de mampostería (RC3.1). Adicionalmente, cada tipología es clasificada en tres rangos de altura: bajos (L), medianos (M) y altos (H). La Tabla 3 resume el porcentaje de hospitales y camas hospitalarias según periodos de construcción. La Tabla 4 muestra el número y porcentaje de hospitales según tipologías estructurales.

Con la información disponible en Safina (2002) sobre las propiedades estructurales de los hospitales públicos de Cataluña, se estima el grado de daño medio para cada uno usando el método simplificado de espectros de capacidad descrito en la sección 2.1. El punto de comportamiento es calculado comparando el espectro de capacidad de la tipología asignada con el espectro de respuesta elástica para un escenario de periodo de retorno de 500 años.

Éste es obtenido escalando el espectro normalizado definido en la NCSE-02 (2002) por la aceleración básica estimada en la zona en la que se encuentra el hospital de acuerdo con el mapa de peligrosidad sísmica propuesto por el Instituto Geológico de Cataluña (IGC¹) considerando los efectos locales (Goula *et al.* 1998).

En la Figura 2 se presenta el mapa de peligrosidad en términos de la aceleración horizontal para el escenario sísmico considerado. Los valores de aceleración se presentan para cada municipio. En este mapa se incluye la organización territorial de Cataluña en Comarcas. Para la conversión entre la intensidad macrosísmica y la aceleración se ha empleado la ecuación empírica sugerida en la NCSE-94 (1995). En la Figura 3 se presenta un ejemplo de los espectros de respuesta elástica, para los suelos tipo I, II, III y IV, escalados a una aceleración de 0.04 g.

Tabla 3. Número y porcentaje de hospitales y camas hospitalarias según periodos de construcción.

Período de construcción	Número de hospitales	Porcentaje de hospitales	Número de camas	Porcentaje de camas
≤1950	8	12	835	15
1951 - 1960	18	28	2,216	25
1961 - 1970	6	9	3,937	15
1971 - 1980	17	26	2,452	29
1981 - 1990	9	14	4,986	8
1991 - 2000	7	11	1,400	8
Total	65	100	17,467	100

Tabla 4. Porcentaje de hospitales según tipología estructural

Tipología estructural	Número de hospitales	Porcentaje de hospitales
RC3.2L	2	3
RC3.2M	22	34
RC3.2H	16	25
M3.3M	4	6
M3.3H	11	17
M3.4M	1	2
M3.4H	2	3
RC3.1M	3	5
RC3.1H	4	6
Total	65	100

¹ Antes Servicio Geológico de Cataluña integrado en el Instituto Cartográfico de Cataluña (ICC).

En la Tabla 5 se presentan los parámetros de los espectros de capacidad bilineales de las tipologías estructurales más frecuentes incluidas en este análisis. Los espectros de capacidad de los edificios de muros de mampostería no reforzada con forjados mixtos de acero y mampostería (M3.3) fueron obtenidos por Bonett (2003); los espectros de capacidad de los edificios de pilares y forjados de hormigón armado con muros de relleno irregulares de mampostería (RC3.2) fueron desarrollados por Moreno (2006). Por otro lado, los espectros de los edificios de mampostería no reforzada con forjados de hormigón armado (M3.4) fueron desarrollados por Università degli Studi di Genova (UNIGE); se consideran edificios sin diseño sismo resistente (pre code). Por último, los espectros de capacidad de los edificios de pilares y forjados de hormigón armado con muros de relleno regulares de mampostería (RC3.1) fueron desarrollados por Aristotle University of Thessaloniki (AUTH) para edificios de nivel bajo de diseño sismo resistente (Low code). Estos casos se encuentran en el manual del proyecto RISK UE, en el documento centrado en el análisis de la vulnerabilidad de los edificios actuales (Milutinovic & Trendafiloski 2003).

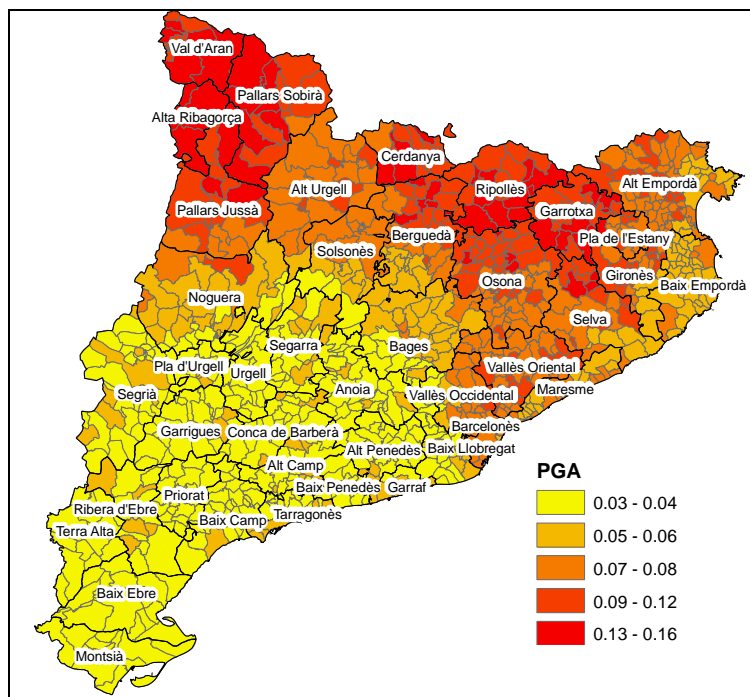


Figura 2. Mapa de peligrosidad sísmica de Cataluña. $T_r = 500$ años (Goula et al 1998)

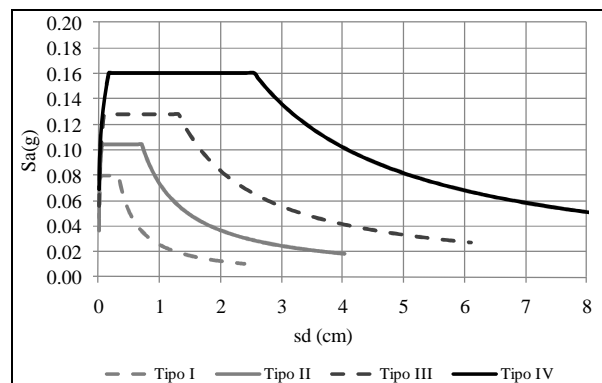


Figura 3. Espectros de respuesta elástica de la la NCSE-02 para diferentes tipos de suelo ($A_b = 0.04g$)

Tabla 5. Parámetros característicos de los espectros de capacidad bilineales de las tipologías estructurales incluidas en el análisis

Tipología	Punto de cedencia		Punto de capacidad última	
	Dy (cm)	Ay(g)	Du(cm)	Au(g)
M3.3L	0.27	0.65	1.36	0.56
M3.3M	0.63	0.13	2.91	0.12
M3.3H	0.68	0.10	2.61	0.08
M3.4L	0.53	0.30	3.18	0.30
M3.4M	0.75	0.15	3.47	0.15
M3.4H	0.92	0.10	3.67	0.10
RC3.2L	0.70	0.13	5.24	0.14
RC3.2M	1.42	0.08	5.11	0.12
RC3.2H	1.89	0.06	4.68	0.08
RC3.1L	0.44	1.54	1.87	2.23
RC3.1M	0.85	0.81	2.63	1.13
RC3.1H	2.14	0.46	5.98	0.63

Una vez obtenido el punto de comportamiento, es posible encontrar la probabilidad de excedencia de cada estado de daño así como la matriz de probabilidad de daño y el grado de daño medio haciendo uso de las curvas de fragilidad desarrolladas por Pujades y Barbat (2007) para las tipologías constructivas más representativas de los edificios de importancia especial en Cataluña.

Finalmente, el grado de daño medio se normaliza en forma simplificada dividiendo por el número total de estados de daño, 4 en este caso. La Tabla 6 muestra el número y porcentaje de hospitales y camas según rangos del grado de daño medio normalizado en el escenario considerado; se estima que cerca del 52% de los hospitales pueden tener daños entre nulos y leves (el grado de daño medio es menor a 1.2), 40% entre leves y moderados (el grado de daño medio varía entre 1.2 y 2) y el 8% restante entre moderados y extensivos (el grado de daño medio es mayor a 2).

Con respecto a la vulnerabilidad no estructural y a la capacidad de respuesta de los hospitales, la información es escasa. La siguiente es una breve descripción de la situación: La calidad de las conexiones, anclaje y arriostamiento del equipo médico en la mayoría de las instalaciones es considerado entre bueno y regular. En otros hospitales se considera que éste no existe o que es de baja calidad.

Tabla 6. Porcentaje de hospitales y camas según rangos del grado de daño medio

Grado de daño medio	Grado de daño medio normalizado	Número de hospitales	Porcentaje de hospitales	Número de camas	Porcentaje de camas
≤0.4	Nulo-Leve	15	23	3,028	17
0.4-0.8		16	25	5,350	31
0.8-1.2		2	3	230	1
1.2-1.6	Leve-	19	29	5,155	30
1.6-2.0	Moderado	7	11	2,461	14
2.0-2.4	Moderado-Extensivo	6	8	1,243	7
	Total	65	100	17,467	100

La mayoría de los hospitales tienen un plan de emergencia y rutas de evacuación bien definidas; no obstante, no hay consideraciones específicas para el manejo masivo de heridos

en eventos sísmicos. No hay registros del desarrollo de simulaciones y simulacros. Todos los centros tienen fuentes alternativas para el abastecimiento de agua potable, energía y gases médicos. En términos de la accesibilidad, la mayoría de los hospitales la califican como apropiada (Safina 2002). La información de la vulnerabilidad no estructural y de la capacidad de respuesta debe complementarse a través de inspecciones visuales rápidas en cada instalación.

Respecto a la resiliencia de las comunidades, todos los indicadores fueron obtenidos del anuario estadístico catalán (Idescat 2010). Los indicadores de pobreza, desempleo, dependencia juvenil y senil fueron normalizados en forma lineal, considerando en cada caso los valores máximos y mínimos de las comarcas de la región del estudio.

Como ejemplo, en la Figura 4 se presenta el valor normalizado del porcentaje de personas pobres respecto al total de la población de la comarca. En el caso de la densidad de población y del número de camas, la normalización se estableció utilizando funciones exponenciales.

En las Figuras 5 y 6 se presenta la distribución relativa (curva de Lorenz) de estas variables así como sus valores normalizados. De estas Figuras se puede observar la concentración de la población y de los servicios de salud en los principales centros urbanos.

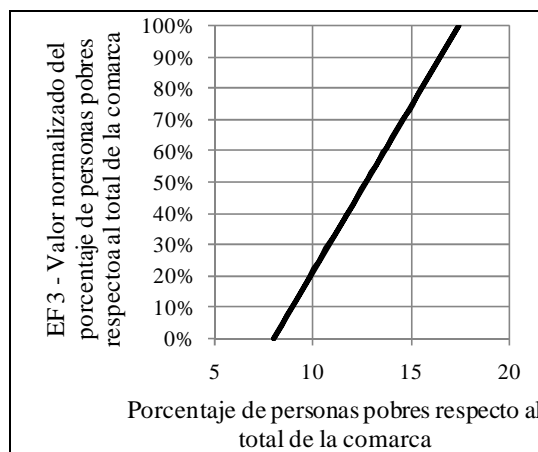


Figura 4. Normalización del porcentaje de personas pobres respecto a la comarca.

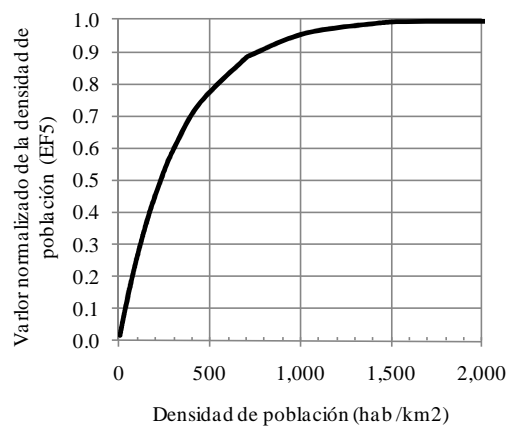
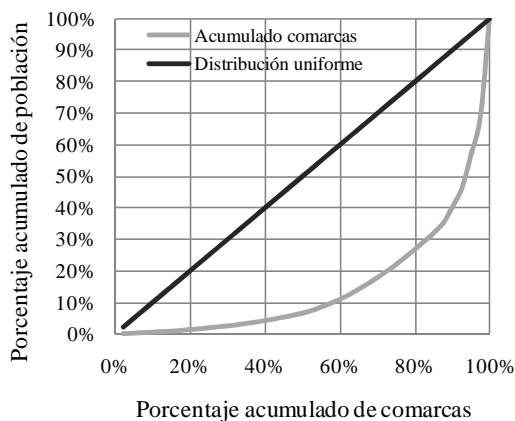


Figura 5. Distribución relativa de la población según comarcas (izquierda). Normalización del índice de densidad de población (derecha)

El IRH ha estimado para cada uno de los hospitales de la red pública de Cataluña, complementando la evaluación de la vulnerabilidad estructural, no estructural y de capacidad de respuesta, con los indicadores de oferta y de fragilidad socioeconómica. La Figura 7 presenta los resultados para cada instalación. Los hospitales se presentan con círculos cuyo radio es proporcional al número de camas. Adicionalmente, la escala de grises representa el factor de agravamiento de cada comarca. Así, estos resultados son útiles para asignar prioridades para asignar futuras intervenciones.

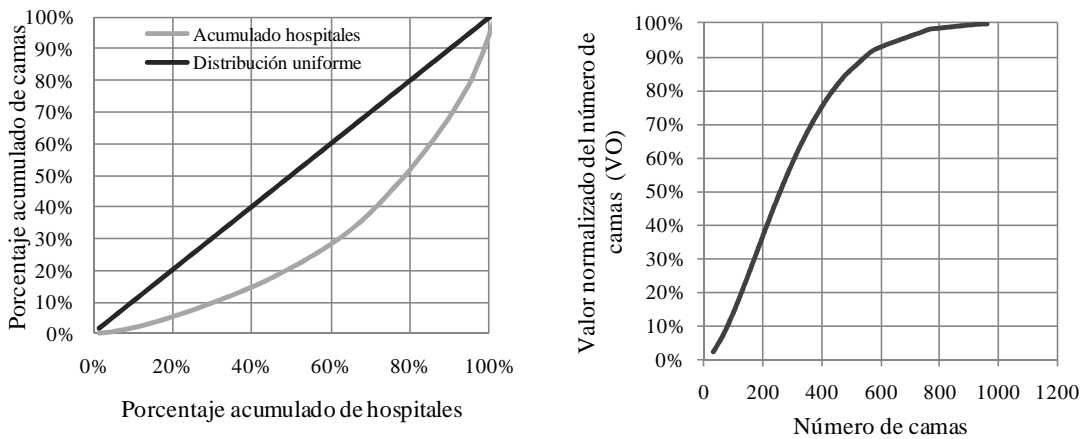


Figura 6. Distribución relativa de las camas hospitalarias según hospitales (izquierda). Normalización del índice de número de camas por hospital (derecha)

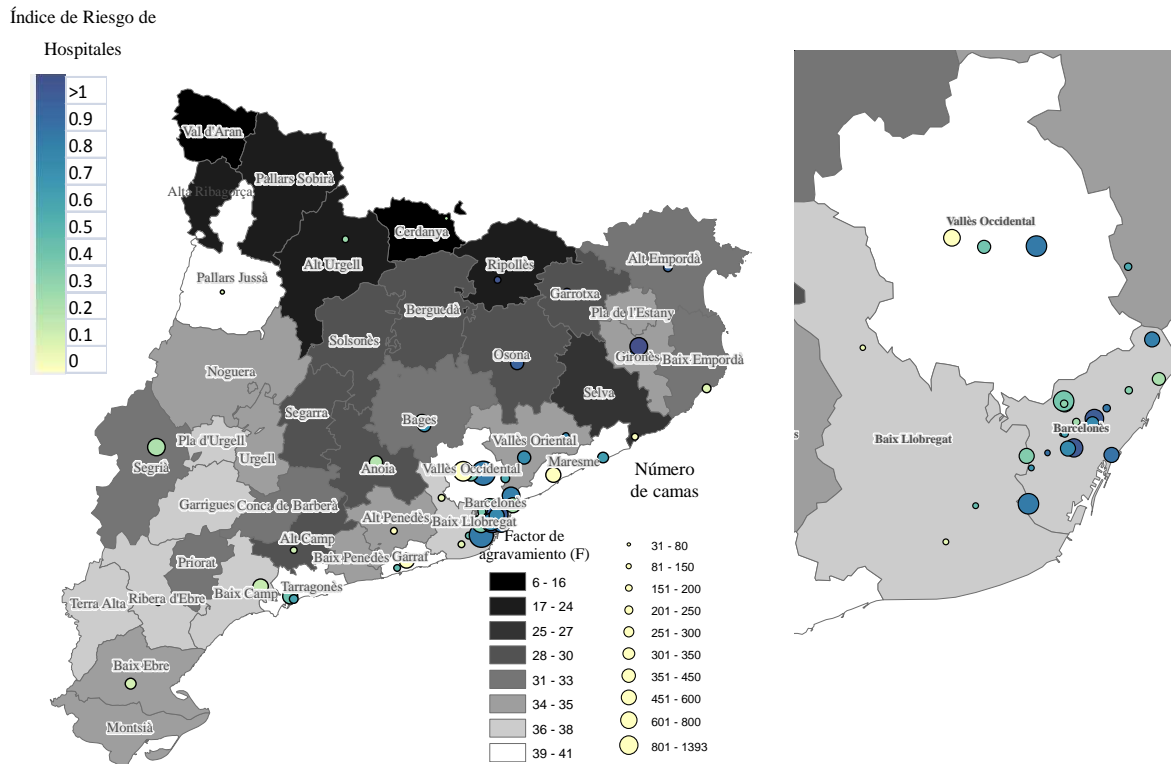


Figura 7 Izquierda. Índice del Riesgo sísmico de los hospitales públicos de Cataluña. Derecha. Vista ampliada de los hospitales de las comarcas de Barcelonés, Vallés Occidental y Baix Llobregat.

De esta manera, se cuenta con un IRH para cada hospital. El valor promedio para el conjunto de instalaciones es 0.39. Para resumir los resultados, en la Tabla 7 se presentan los porcentajes de hospitales según rangos del IRH.

Tabla 7. Porcentaje de hospitales según rangos del Índice de Riesgo de Hospitales (IRH)

Índice de Riesgo de Hospitales (IRH)	Número de hospitales	Porcentaje de hospitales
≤0.2	16	25
0.21-0.4	16	25
0.41-0.6	18	28
0.61-0.8	11	17
>0.8	4	5
Total	65	100
IRH promedio: 0.39		

7. CONCLUSIONES

En este trabajo se presentan comentarios y sugerencias para el mejoramiento del Índice de Seguridad Hospitalaria (ISH) propuesto por la Organización Mundial de la Salud, así como un Índice de Riesgo de Hospitales (IRH). Para cumplir el objetivo del ISH, el cual es una revisión de la probabilidad del hospital de permanecer operacional en situaciones de emergencia, es necesario introducir otros métodos para la evaluación de la vulnerabilidad de los elementos estructurales y no estructurales; el uso de curvas de fragilidad es sugerido. Para la capacidad de respuesta se sugiere una escala cualitativa que permite diseñar un plan de mejoramiento de diferentes etapas para la preparación ante emergencias. Para establecer el contexto socioeconómico del hospital, el IRH presenta una alternativa para combinar la vulnerabilidad física del hospital y su capacidad de respuesta con la resiliencia de las comunidades. De la aplicación de este índice es posible tener una idea general del comportamiento de la red de hospitales ante un escenario sísmico. Así, este índice es útil para propósitos de priorización y aplicación de estudios más detallados que permitan diseñar programas de mitigación de riesgos y de preparativos para enfrentar emergencias.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido parcialmente patrocinado por el Instituto Geológico de Cataluña (IGC), por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España, por la Comisión Europea y con becas FEDER a través de los proyectos de investigación, CGL2008-00869/BTE, SEDUREC-CONSOLIDER-CSD2006-00060, INTERREG: POCTEFA 2007-2013/ 73/08 y MOVE- FT7-ENV-2007-1-211590.

REFERENCIAS

Aref, A., Bruneau, M., Constantinou, M., Filiatrault, A., Lee, G.C., Reinhorn, A.M., Whittaker, A.S.: 2004, [En línea] *Seismic Response Modification of Structural and Nonstructural Systems and Components in Acute Care Facilities*. University at Buffalo. MCEER Articles on Hospital Research. Disponible en <http://mceer.buffalo.edu/publications/resaccom/04-sp01/08_filiatrault.pdf> [última consulta 31/03/2010].

Astrella, M. & Whittaker, A.S.: 2004, [En línea] *Changing the Paradigm for Performance-Based Seismic Design*. University at Buffalo. MCEER Student Research Accomplishments Articles. Disponible en:< <http://mceer.buffalo.edu/publications/resaccom/04-sp06/03astrella.pdf>> [última consulta 31/03/2010].

ATC-40: 1996, *Seismic evaluation and retrofit of Concrete Buildings*. Vol 1. Applied Technology Council. Redwood City. California.

ATC: 2002, *Commentary on the Use of ATC-13 Earthquake damage Evaluation Data for Probable Maximum Loss Studies of California Buildings*. 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240 Redwood City, California 94065.

ATC 51-1: 2002, *Recommended US – Italy Collaborative Procedures for Earthquake Emergency Response Planning for Hospitals in Italy*. 555 Twin Dolphin Drive, Suite 550. Redwood City, California 94065.

ATC 51-2: 2002, *Recommended US – Italy Collaborative guidelines for bracing and anchoring nonstructural components in Italian hospitals*. 555 Twin Dolphin Drive, Suite 550. Redwood City, California 94065.

Barbat, A.H., Yépez, F. & Canas, J. A.: 1996, *Damage scenarios simulation for seismic risk assessment in urban zones*, *Earthquake Spectra* 12(3): 371-394.

Barbat, A.H.; Lagomarsino, S.; Pujades, L.G.: 2007, *Vulnerability assessment of dwelling buildings. Assessing and Managing Earthquake Risk*. 261 - 286. Springer. Netherlands.

Benedetti, D. & Petrini, V.: 1984, *Sulla vulnerabilità sismica degli edifici in muratura i proposte di un metodo di valutazione*. *L'industria delle Costruzioni* 149: 66-74.

Bonett, R.: 2004, *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.

Bruneau, M. Reinhorn, A.: 2007, *Exploring the Concept of Seismic Resilience for Acute Care Facilities*. *Earthquake Spectra* 23(1): 41–62.

Cardona, O.D.: 1999, *Vulnerabilidad sísmica de hospitales: fundamentos para ingenieros y arquitectos*. Barcelona : Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.

Cardona, O.D, Hurtado, J.E., Duque, G., Moreno, A., Chardon, A.C., Velásquez, L., Prieto, S.D.: 2003, [En línea] *Indicadores para la medición del riesgo- Fundamentos metodológicos IADB/IDEA Programa de Indicadores para la Gestión de Riesgos*, Disponible en: <<http://idea.unalmz.edu.co>> Universidad Nacional de Colombia, Manizales.

Carreño, M.L., Cardona O.D., Barbat A.: 2005, *Sistema de indicadores para la evaluación de riesgos*. Colección de Monografías Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería – CIMNE, Barcelona, España.

Chandler, A.M., Lam, N.T.K.: 2001, *Performance-based design in earthquake engineering: a multi-disciplinary review*. *Engineering Structures* 23(12):1525-1543.

Cimellaro, G.P., Reinhorn, A., Bruneau, M.: 2006, *Quantification of Seismic Resilience*. 8th National Seismic Conference, San Francisco, April 2006.

Crowley, H., Colombi, M., Calvi, G.M., Pinho, R., Meroni, F., Cassera, A.: 2008, *Application of a Prioritization Scheme for Seismic Intervention in Schools Buildings in Italy*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China. Paper ID 09-01-0097.

Dasgupta P., Weale M.: 1992, *On measuring the quality of life*. *World Development* 20(1): 119-131.

EN-1998-1: 2004, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -Part 1 General rules, seismic actions and rules for buildings*. English version. 232 pp.

FEMA/NIBS: 2003, *Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Earthquake Model HAZUS@MH MR4 Technical Manual*. Department of Homeland Security, Emergency Preparedness and Response Directorate, Mitigation Division and National Institute of Building Sciences Washington, D.C. [En línea]. Disponible en: <www.fema.gov/plan/prevent/hazus> [Última consulta 08/11/2010].

Flessa, S.: 2007, *Investing in health: Overcoming the poverty trap by effective and efficient health care*. *Journal of Public Health* 15(6): 415-421.

Generalitat de Catalunya. Departament de Salut.: 2008, *Els serveis per a la salut: mirant cap al futur Mapa Sanitari, Sociosanitari i de Salut Pública. Volum 1* [En línea] Disponible en: <<http://www.gencat.cat/salut/depsalut/html/ca/dir488/ms001.pdf>>. [Última consulta 08/11/2010]

Goula, X., Susagna, T., Fleta, J., Secanell, R.:1998, *Informació territorial i anàlisi del risc pel Pla SISMICITAT. Part I: perillositat sísmica*. Instituto Cartográfico de Cataluña. Barcelona.

Grossi, P.; Windeler, D.:2005, *Sources, Nature, and Impact of Uncertainties on Catastrophe Modeling. Catastrophe Modeling. A New Approach To Managing Risk*. Springer. P 68-91.

Idescat 2010. Anuario estadístico de Cataluña [En línea] Disponible en: <<http://www.idescat.cat/pub/?id=aec&lang=en>> [Última consulta 08/11/2010].

ISDR: 2005, *Hyogo Framework for Action 2005-2015. Building the Resilience of Nations and Communities to Disasters*. World Conference on Disaster Reduction 18-22 January 2005, Kobe, Hyogo, Japan.

Keipi, K., & Tyson, J.: 2002, *Planning and Financial Protection to Survive Disasters*. Catalog in Publication provided by Inter-American Development Bank. Felipe Herrera Library p.cm. Sustainable Development Department Technical studies series ; ENV-139.

Milutinovic, Z.V., & Trendafiloski, G.S.: 2003, *WP4: Vulnerability of current buildings*. Risk-UE project Handbook. Risk-UE project report. 111 pp.

Monti, G., Nuti, C.: 1996, *A procedure for assessing the functional reliability of Hospital Systems*. *Structural Safety*. 18(4): 277-292.

Mora, M.G., Ordaz, M., Yamin, L.E., Cardona, O.D.: 2009, *Relaciones beneficio costo probabilistas del refuerzo sísmico de edificios*. Memorias del IV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Pereira, Colombia mayo 13, 14 y 15 de 2009.

Moreno, R.:2006, *Análisis no lineal estático y dinámico para la evaluación del riesgo sísmico en edificios. Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. [En línea]. Disponible en: <<http://www.tdx.cat/TDX-0702107-165654>> [última consulta 05/11/2010].

NCSE-94: 1995, Real Decreto 2543/1994, de 29 de diciembre, por el que se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y de Edificación (NCSE-94). Ministerio de obras públicas, Transportes y Medio Ambiente. Fecha de publicación: 08-02-1995 BOE: 33-1995. Pp. 3935-3980.

NCSE-02: 2002, Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre, por el que se aprueba la norma de construcción sismo-rresistente: parte general y edificación (NCSR-02). Ministerio de Fomento. Fecha de publicación: 11-10-2002. BOE: 244-2002. Pp. 35898-35966.

OPS, 1983, *Organización de los Servicios de Salud para Situaciones de Desastre Clasificación de los centros asistenciales para casos de desastre* [En línea] Disponible en:

<http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/068/index.htm> [Última consulta 27/10/2010].

OPS, 1995, *Guías de Evaluación de los Preparativos para Desastres en el Sector de la Salud*. [En línea] Disponible en: <<http://helid.desastres.net/fr/d/J061/>> [Última consulta 27/10/2010].

OPS, 1996, *Establecimiento de un Sistema de Atención de Víctimas en Masa*. [En línea] Disponible en <http://www.disaster-info.net/safehospitals_refdocs/documents/spanish/estableDeUnSistema.pdf> [Última consulta 27/10/2010].

OPS, 2000, *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. [En línea] Disponible en: <<http://www.paho.org/Spanish/PED/fundaspa.htm>> [Última consulta 27/10/2010].

OPS, 2001, *Logística y gestión de suministros humanitarios en el sector salud. Programa de Preparativos para Situaciones de Emergencia y Socorro en casos de Desastre* Departamento de Emergencias y Acción Humanitaria. Desarrollo Sostenible y Entornos Saludables. [En línea] Disponible en: <http://helid.desastres.net/en/d/Js2912s/> > [Última consulta 27/10/2010].

OPS, 2003, *Organización de los Servicios de Salud para Situaciones de Desastre. Preparativos de Salud para Situaciones de Desastres - Serie Manuales y Guías sobre Desastres, N° 3 - Guía para el Nivel Local* [En línea] Disponible en: <<http://helid.desastres.net/en/d/Js3072s/11.html>> [Última consulta 27/10/2010].

OPS, 2007, *¿Su hospital es seguro? Preguntas y respuestas para el personal de salud. Serie manuales y guías sobre desastres N° 11*. [En línea]. Disponible en: <http://www.planeamientohospitalario.info/contenido/referencia/HospitalSeguro.pdf> [Última consulta 27/10/2010].

Paul, J.A & Lin, L.: 2009, *Impact of facility damages on hospital capacities for decision support in disaster response planning for an earthquake*. Prehospital Disaster Medicine 24(4):333–341.

Pujades, L.G., Barbat, A.H.: 2007, *Estimación de la vulnerabilidad sísmica de las tipologías constructivas más representativas de los edificios de importancia especial en Cataluña*. Segunda versión. Universidad Politécnica de Cataluña.

Pujades, L.G., Roca, X., Oliveira, C.S., Safina, S.: 2007, *Response of hospital system. Assessing and Managing Earthquake Risk*. 261 - 286. Springer. Netherlands.

Royuela, V., & Suriñach, J.: 2005, *Constituents of Quality of Life and Urban Size*. Social Indicators Research 74(3): 549-572.

Safina, S.: 2002, *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. 271 pp. [En línea] Disponible en: <<http://www.tdx.cat/TDX-0225103-164824>>. [Última consulta 05/11/2010]

Shuhaibar, C.: 1999, *Risk Analysis and Probable Maximum Loss*. SEAOC 1999 Convention. San Francisco. California.

WHO 2008, *Hospital Safety Index. Guide for Evaluators*. Washington, D.C.: PAHO, © 2008 107 p.- (Series Hospitals Safe from Disasters, 1) ISBN 978 92 75 13256 2.

WHO 2008a, *2008-2009 World Disaster Reduction Campaign. Hospitals Safe from Disasters. Reduce Risk, Protect Health Facilities, Save Lives* [En línea]. Disponible en: <http://safehospitals.info/index.php?option=com_content&task=view&id=30&Itemid=1> [Última consulta 31/03/2010].

Yavari S., Chang, S.:2010, *Modeling Post-Earthquake Functionality of Regional Health Care Facilities*. Earthquake Spectra 26, 869 (2010).

Zonno, G., García-Fernández, M., Jiménez, M.J., Menoni, S., Meroni, F., Petrini, V.: 2003, *The SERGISAI procedure for seismic risk assessment*. Journal of Seismology 7: 259–277.

APÉNDICE A.

NIVELES DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL

A continuación se presenta una escala semántica (bajo, incipiente, apreciable, notable y alto) para evaluar la vulnerabilidad de los equipos y contenidos, elementos arquitectónicos e instalaciones. El evaluador, de acuerdo a la inspección del hospital y a las descripciones correspondientes de cada nivel de calificación, debe establecer cuál es el nivel que mejor representa la situación del hospital.

Tabla A. 1. Niveles de vulnerabilidad del equipo médico y de los contenidos.

Nivel	Descripción
Bajo	Todos los elementos de mobiliario, de oficina, de almacén y el equipo médico se encuentran razonablemente bien anclados y se les realiza frecuente mantenimiento
Incipiente	La mayoría de los elementos de mobiliario, de oficina y de almacén tienen baja probabilidad de ocasionar lesiones a los ocupantes o de interferir con la respuesta funcional del hospital por su razonable anclaje y ubicación.
Apreciable	Algunos elementos de mobiliario, de oficina y de almacén están anclados apropiadamente; pueden caer o fallar ante la deformación del edificio, causar lesiones a los ocupantes o interferir con el funcionamiento del hospital.
Notable	Muchos elementos de mobiliario, de oficina y de almacén carecen de anclaje o este es insuficiente o inapropiado. Pocos elementos del equipo médico presentan mediana probabilidad de falla.
Alto	La mayoría de los elementos de mobiliario, de oficina y de almacén tienen alta probabilidad de causar lesiones (e incluso muertes) de los ocupantes o de

comprometer seriamente la funcionalidad del hospital. Algunos elementos del equipo médico tienen alta probabilidad de falla y comprometen la funcionalidad del hospital.
--

Tabla A. 2. Niveles de vulnerabilidad de los elementos arquitectónicos.

Nivel	Descripción
Bajo	La mayoría de las particiones, falsos techos y acabados tienen baja probabilidad de falla ante la deformación de la estructura. Uso de materiales livianos en estos elementos. Existencia de aislamientos en toda la ventanería.
Incipiente	Pocas particiones, falsos techos y acabados tienen una moderada probabilidad de ocasionar lesiones a los ocupantes o de interferir con la respuesta funcional del edificio. La mayoría de la ventanería se encuentra adecuadamente aislada.
Apreciable	Algunas particiones y los falsos techos tienen una moderada probabilidad de falla ante la deformación de la estructura. Se considera una moderada probabilidad de causar lesiones a los ocupantes o de interferir con el funcionamiento del edificio. Se evidencian algunas zonas de deficiente conexión entre las ventanas con sus marcos correspondientes
Notable	Muchos acabados, particiones y falsos techos carecen de anclaje o este es insuficiente o inapropiado. Uso de materiales pesados en estos elementos. Pueden fallar y comprometer el funcionamiento del hospital. Se evidencian condiciones deficientes en la conexión de la mayoría de la ventanería con los marcos respectivos.
Alto	La mayoría de los acabados, particiones y falsos techos tienen alta probabilidad de causar lesiones (o incluso muertes) de los ocupantes o de comprometer seriamente la funcionalidad del edificio La mayoría de la ventanería tiene alta probabilidad de ruptura y de afectación a una considerable proporción de los ocupantes.

Tabla A. 3. Niveles de vulnerabilidad de las instalaciones y líneas vitales.

Nivel	Descripción
Bajo	Existen fuentes de abastecimiento alternas que dan autonomía al hospital. Están bien ancladas y cuentan con acoples flexibles. Se les realiza frecuente mantenimiento Existen mecanismos automáticos de interrupción y control. El hospital dispone de áreas externas dotadas completamente de todos los servicios básicos.
Incipiente	El hospital cuenta con fuentes de abastecimiento alternas que garantizan autonomía para periodos limitados. Se encuentran bien protegidas. Las redes de transmisión de las líneas vitales en su mayoría se encuentran en buen estado y cuentan con anclajes, acoples y materiales adecuados. Notable dotación de servicios básicos en el perímetro del hospital
Apreciable	Las fuentes de abastecimiento alternas tienen mediana probabilidad de falla. Se evidencian algunos ductos de transmisión de las líneas vitales en estado regular. Apreciable dotación de servicios básicos en el perímetro del hospital.
Notable	Las fuentes de abastecimiento alternas carecen de anclajes o estos son deficientes. Gran parte de las redes de transmisión se encuentran en regular estado y tienen una notable probabilidad de falla ante las deformaciones de la estructura. La dotación de servicios básicos en el perímetro del hospital es incipiente.
Alto	No existen fuentes de abastecimiento alternas. El hospital no es autónomo en situaciones de emergencia. Los ductos y redes de transmisión se encuentra en regular estado; no tienen anclajes o son insuficientes. Alta probabilidad de falla ante los desplazamientos de la estructura. La dotación de servicios básicos en el perímetro del hospital es deficiente o nula.

APÉNDICE B**NIVELES DE EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE RESPUESTA A EMERGENCIAS.**

A continuación se presenta una escala semántica (bajo, incipiente, apreciable, notable y alto) para evaluar la (falta de) capacidad de respuesta a emergencias en términos de la organización para la respuesta a emergencias, simulaciones y simulacros, la capacitación del personal y el sistema logístico para la atención de emergencias. En dicha escala el nivel bajo representa la menor vulnerabilidad (la mayor capacidad) y el nivel alto la mayor vulnerabilidad (la menor capacidad). El evaluador, de acuerdo con la inspección del hospital y con apoyo del comité de emergencias o del personal responsable en el hospital, debe establecer cuál es el nivel que mejor representa la situación observada en el hospital.

Tabla A. 4. Niveles de falta de capacidad en la organización para la respuesta a emergencias

Nivel	Descripción
Bajo	Avanzada coordinación interinstitucional entre entidades públicas, privadas y comunitarias para la respuesta a emergencias. Alto grado de organización y adaptación del plan de emergencias. Notable planificación y flexibilidad de espacios dentro del hospital para aumentar su capacidad. Existen procedimientos para la rápida transferencia de pacientes, para la habilitación de sitios para la ubicación temporal de cadáveres y medicina forense y para la informar al público y la prensa.

Nivel	Descripción
Incipiente	Notable organización para la clasificación y atención de heridos. Notable coordinación entre del Plan de Emergencias hospitalario con las entidades operativas, de servicios públicos, las autoridades locales y organismos de la sociedad civil. Adecuada coordinación en el sistema de referencia y contrarreferencia Adecuada señalización y acceso a las vías de escape. Sistemas de detección de incendios y de equipos contra incendios funcionando Existe un sistema de vigilancia y programas especiales para el control de enfermedades en situaciones de emergencia
Apreciable	Existe un Plan de Emergencias para el hospital. Se definen niveles de autoridad, la cadena de mando la organización y responsabilidades institucionales en la respuesta a emergencias. El plan se consulta y revisa frecuentemente con el sistema sanitario y las autoridades civiles y locales.
Notable	Formulación preliminar del plan de emergencias. Alta dependencia funcional entre las áreas de urgencias y atención médica del hospital con las restantes
Alto	Precaria organización para la respuesta a emergencia. Se cuenta con un inventario de personal y recursos disponibles durante emergencias. Listas básicas de chequeo o tarjetas de acción de actividades para realizar durante la atención de emergencias

Tabla A. 5. Niveles de falta de capacidad en actividades de capacitación del personal

Nivel	Descripción
Bajo	Todo el personal del hospital se encuentra capacitado y entrenado para la respuesta a emergencias y desastres. Frecuente actualización y entrenamiento.
Incipiente	Notable avance en la capacitación de personal. Gran parte del personal se encuentra certificado
Apreciable	Desarrollo de un programa de capacitación al personal según las disposiciones del sistema sanitario, nivel de atención y necesidades del hospital. Apreciable avance en la capacitación de personal del servicio de salud para la respuesta a eventos desastrosos
Notable	Definición de necesidades de capacitación. Bajo grado de preparación y capacitación del personal para la respuesta a emergencias
Alto	Incipiente grado de capacitación para la respuesta a eventos desastrosos

Tabla A. 6. Niveles de falta de capacidad en el sistema logístico para la atención de emergencias

Nivel	Descripción
Bajo	Óptima disponibilidad de recursos para la atención y administración de emergencias. Notable capacidad de manejo de desechos. Se cuenta con un sistema de distribución del personal durante la atención de la emergencia de acuerdo a los perfiles, condiciones de atención y periodos de relevo necesarios Existe un sistema de apoyo psicosocial para el personal que atiende la

emergencia	
Incipiente	Notable disponibilidad de recursos. Uso de herramientas sistematizadas y software especializado para el inventario y administración de recursos e información. Se estiman necesidades de recursos médicos y sanitarios a partir del análisis de escenarios de daños. Notable coordinación con las autoridades de seguridad, protección civil y movilidad para garantizar el abastecimiento y transporte de recursos durante la emergencia. Notable dotación y organización de las áreas de expansión médica y del Centro de Operaciones de Emergencias.
Apreciable	Adecuada disponibilidad de recursos. Apreciable coordinación con proveedores y fuentes de abastecimiento. El hospital cuenta con una bodega para el almacenamiento de suministros médicos y sanitarios para la atención de emergencias. Apreciable organización y dotación del Centro de Operaciones de Emergencia y de las áreas de expansión médica.
Notable	Baja disponibilidad de recursos. Se definen procedimientos para las actividades de compra, préstamo y donación en situaciones de emergencia. Existe un Centro de Operaciones de Emergencia así como áreas de expansión médica con dotación mínima.
Alto	Insuficiente disponibilidad de recursos para la atención y administración de emergencias. Identificación de proveedores y recursos necesarios sólo hasta la ocurrencia de desastres. Uso de bodegas temporales para el almacenamiento de recursos en situaciones de emergencia.

Tabla A. 7. Niveles de falta de capacidad en las actividades de simulación y simulacros.

Nivel	Descripción
Bajo	Permanente prueba de planes de emergencia y contingencia y actualización de procedimientos operativos en ejercicios de simulación y simulacros. Uso de escenarios de daño por eventos de gran magnitud
Incipiente	Realización de simulaciones y simulacros en conjunto con la red de hospitales. Hay participación de personas de la comunidad, del sector privado y de los medios de comunicación. Mejoras en los tiempos de respuesta
Apreciable	Ejercicios esporádicos de simulación y simulacros de situaciones de emergencia en coordinación con las entidades de servicios públicos y la administración local. Evaluación y análisis de resultados.
Notable	Ejecución esporádica de ejercicios de simulación y simulacros a nivel interno
Alto	Incipiente preparación y entrenamiento del personal de respuesta médica ante la ocurrencia de eventos desastrosos

**COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS CICLICAS DE UNIONES
VIGA-COLUMNA REALIZADAS CON
HORMIGON CON ARIDOS RECICLADOS**

Viviana Letelier, Valeria Corinaldesi, Giacomo Moriconi

Departamento de Física e Ingeniería de los Materiales y del Territorio
Universidad Politécnica delle Marche
Ancona, Italia.

RESUMEN

En este estudio ha sido analizado el comportamiento bajo cargas cíclicas de tres uniones viga-columna en escala 2/3, una diseñada con hormigón tradicional considerando las especificaciones del Eurocódigo 8 y las otras dos con hormigones fabricados con un 30% de áridos reciclados diseñadas considerando la menor resistencia a tracción y el menor módulo de elasticidad de estos tipos de hormigones.

En base a los resultados experimentales obtenidos se ha podido constatar que el hormigón fabricado sustituyendo un 30% de áridos naturales por áridos reciclados muestra un

comportamiento bajo cargas cíclicas muy similar al del hormigón tradicional.

Palabras claves.- Áridos, Hormigón, Uniones, Cargas, Cíclico, Reciclado, Resistencia.

SUMMARY

In this work the behaviour of three beam-column joints made at 2/3 scale was studied. The first joint was made of conventional concrete as reference and it was designed on the basis of the Eurocode 8; further two joints were made of recycled-aggregate concrete by replacing 30% natural with recycled-concrete aggregate and they were designed taking into due account the lower tensile strength and the lower elastic modulus of recycled-aggregate concrete.

On the basis of the experimental results obtained the behaviour of recycled-aggregate concrete under cyclic loading proved to be very similar to that of conventional concrete.

Keywords- Aggregates; Concrete; Joints; Loads; Cyclic; Recycling; Strength

1. INTRODUCCION

Actualmente, los problemas ambientales están preocupando a diversas áreas de la ciencia llevando a buscar métodos a través de los cuales poder disminuir el impacto que el hombre, en su evolución, ha provocado sobre el ambiente. La ingeniería de materiales, dentro de las distintas alternativas, esta estudiando el uso de áridos reciclados provenientes de la demolición de obras civiles para utilizarlos en la fabricación de nuevo hormigón. Esto permitiría disminuir el consumo de fuentes no renovables obtenidas de actividades extractivas y, al mismo tiempo, reducir la cantidad de escombros de demolición que termina en los vertederos. Datos recientes en la literatura [1-5] han demostrado como el uso de áridos reciclados utilizados en cantidades relativamente bajas no modifique mayormente las propiedades del hormigón, y actualmente, diversas normativas técnicas europeas autorizan el uso de hasta un 30% de áridos reciclados en la producción de hormigón estructural.

Estudios realizados en hormigones fabricados con áridos reciclados [6-8] han permitido observar como una importante diferencia en el comportamiento mecánico entre hormigones con áridos reciclados y hormigones convencionales se deba al mortero viejo adherido a la superficie de los áridos reciclados.

Si pensamos en el hormigón convencional como un material compuesto, este puede considerarse constituido de tres partes: áridos gruesos, matriz de mortero con áridos finos y la zona interfacial entre los áridos gruesos y la matriz de mortero. La zona interfacial por si sola es muy delgada, pero ocupa una amplia porción relativa dentro del impasto de cemento, estimada entre el 20% y el 60% del volumen total de la matriz de cemento. La zona interfacial entre la mezcla de cemento y los áridos generalmente es considerada "el anillo débil" en el hormigón, dado que determina el funcionamiento mecánico que tendrá éste [9].

El hormigón con áridos reciclados en cambio, presenta una estructura mas compleja que la del hormigón convencional porque, a diferencia de este último, tiene dos zonas interfaciales. Una de estas zonas se crea entre el árido reciclado y la nueva mezcla de cemento (nueva zona interfacial) y la otra entre el árido reciclado y el viejo mortero adherido a su superficie (vieja zona interfacial) [6-8]. De este modo, será la cantidad así como la calidad del mortero adherido a la superficie de los áridos reciclados uno de los principales parámetros que influenciarán el comportamiento mecánico del hormigón reciclado.

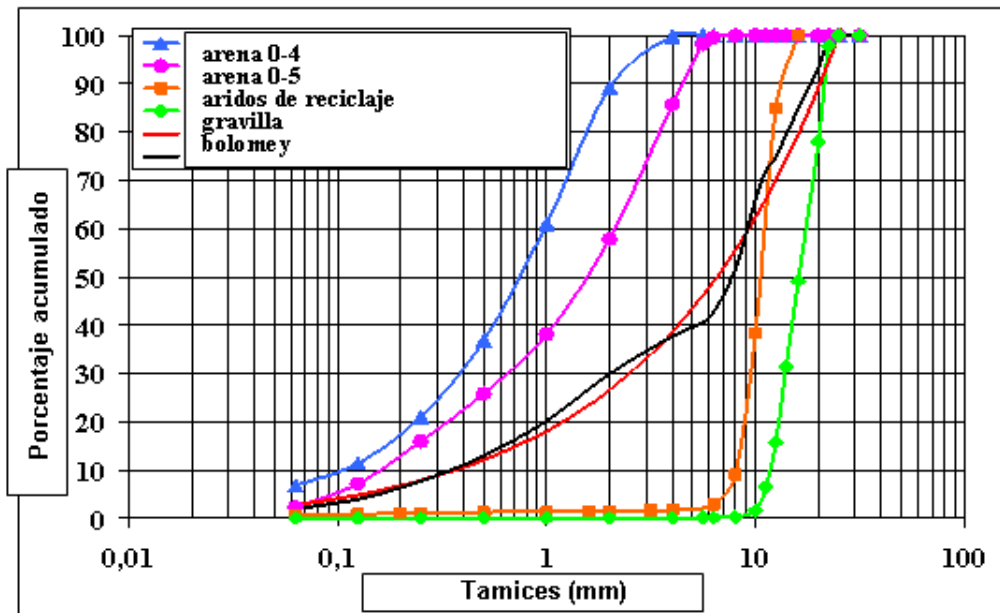


Figura 8 Granulometría de los áridos utilizados en la preparación de los hormigones.

2. MATERIALES Y METODOS

2.1 Materiales utilizados

Fueron preparadas dos mezclas de hormigón, una sólo con áridos naturales y una sustituyendo el 30% de los áridos gruesos naturales con áridos reciclados. Las mezclas fueron preparadas considerando la misma relación agua/cemento igual a 0,53 y la misma lavorabilidad (consistencia fluida S4). Fueron mantenidos constantes la dosificación de: cemento (tipo CEM II-A/L 42.5 R), igual a 350 kg/m^3 , de agua (185 kg/m^3), de aditivo superfluidificante ($3,5 \text{ kg/m}^3$, igual al 1,0% del peso del cemento), de arena fina (0-4 mm) igual a 345 kg/m^3 (20% de los inertes totales), de arena gruesa (0-5 mm) igual a 345 kg/m^3 (20% de los inertes totales), de grava (11-22 mm) igual a 525 kg/m^3 (30% de los inertes totales). Las mezclas se diferenciaban por la fracción de áridos con tamaño 6-12 mm que en la mezcla de hormigón tradicional estaba constituida de 525 kg/m^3 de gravilla natural, con un volumen de masa igual a 2580 kg/m^3 y absorción de agua igual a 2,2%, mientras en la mezcla con áridos reciclados estaba constituida de 500 kg/m^3 de áridos reciclados, con volumen de masa de igual a 2470 kg/m^3 y absorción de agua igual a 7,0%. En la Figura 1 se presentan las curvas granulométricas de los áridos utilizados para la preparación de los hormigones.

2.2 Modalidad de prueba

Para analizar el comportamiento bajo cargas cíclicas del hormigón preparado con áridos reciclados fueron realizadas pruebas en escala 2/3 (Figura 2) en dos tipos de uniones (tipo A y tipo B), con diversos tipos de geometría y armadura.



Figura 2 Esquema general de las uniones.

Para la prueba realizada sobre el nodo tipo A fueron construidas dos uniones viga-columna utilizando ambos tipos de hormigones (con áridos naturales y con áridos reciclados). La unión tipo A fue diseñada utilizando las especificaciones del Eurocódigo 8. Las dimensiones usadas para la sección de la columna fueron de 200 x 200 mm con una altura de 1950 mm, con 8 Ø12 de armadura longitudinal y estribos Ø 6 mm @ 50 mm en la zona crítica y Ø 6 mm @ 100 mm en el resto de la columna. Para las vigas las dimensiones usadas fueron de 200 x 200 mm con un largo de 1650 mm, con 3+3 Ø 12 mm de armadura longitudinal y estribos Ø 6 mm @ 50 mm en la zona crítica y Ø 6 mm @ 100 mm en el resto de la viga.

En esta prueba la carga axial aplicada sobre la columna resulto ser despreciable.

Para la prueba de la unión tipo B se construyo una sola unión viga-columna con hormigón con un 30% de áridos reciclados, considerando en su diseño, además de las especificaciones del Eurocódigo 8, la menor resistencia a tracción y el menor módulo de elasticidad del hormigón con áridos reciclados. Las dimensiones utilizadas para la sección de columna fueron de 250 x 280 mm por un largo de 1950 mm, con 8 Ø 12 de armadura longitudinal y estribos Ø 6 mm @ 50 mm para la zona crítica y Ø 6 mm @ 100 mm para el resto de la columna. Las dimensiones de la viga utilizadas fueron de 200 x 250 mm con un largo de 1650 mm, con 3+3 Ø 12 mm de armadura longitudinal y estribos Ø 6 mm @ 50 mm para la zona crítica y Ø 6 mm @ 100 mm para el resto de la viga. En esta prueba fue aplicada una carga axial de 200 kN.

Las pruebas cíclicas fueron realizadas de acuerdo al esquema de la Figura 3, imponiendo desplazamientos de 25, 50, 75, 100, 125 e 150 mm.

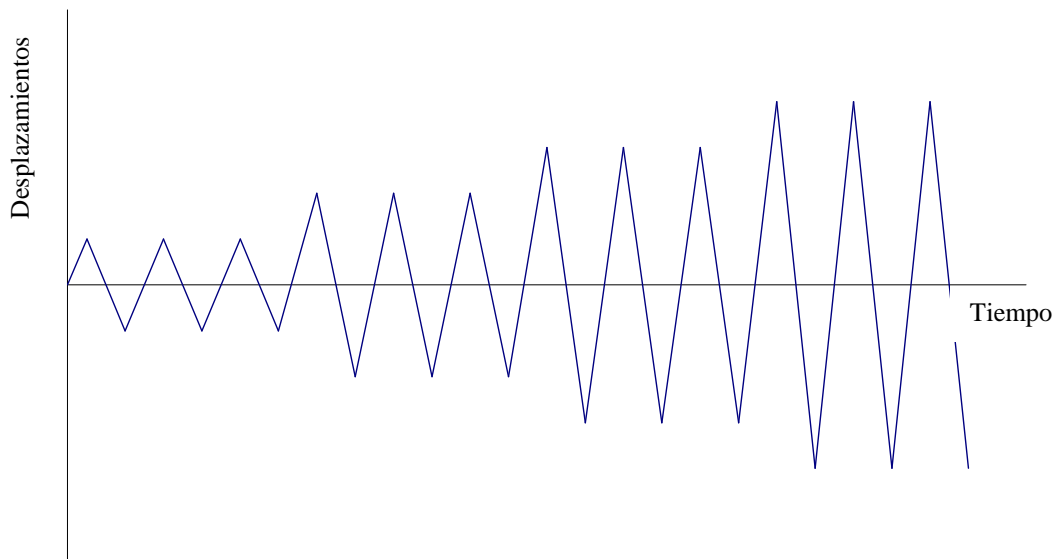


Figura 3 Pruebas de carga cíclica: diagrama de los desplazamientos impuestos.

3. RESULTADOS Y DISCUSION

3.1 Propiedades mecánicas del hormigón

3.1.1 Pruebas de resistencia mecánica a compresión

La prueba de resistencia a compresión fue desarrollada de acuerdo a la normativa UNI EN 12390-3, aplicando en cada probeta una sollicitación axial con incremento constante de la carga hasta la rotura, después de haberlo girado de 90° respecto a la posición de confección, asegurando la suficiente regularidad de las superficies de las caras de la probeta a contacto con las placas mecánicas de las máquina

Para evaluar el comportamiento de la resistencia mecánica en el tiempo fueron efectuadas pruebas después de 3, 7 y 28 días de madurez. Para los distintos días de madurez fueron llevadas a la falla 3 probetas para cada tipo de hormigón.

Los resultados de las pruebas de resistencia mecánica a compresión para los diversos tipos de hormigones son presentados en la Tabla 1. En esta tabla también se pueden observar los valores de la diferencia porcentual entre las resistencias obtenidas por el hormigón de referencia y los hormigones preparados con un 30% de áridos reciclados. Estas diferencias en el caso de la unión tipo A, superan los límites observados en la literatura [9], donde para porcentajes de sustituciones entre un 20%-30% las pérdidas de resistencia son menores de un 5% a 28 días de madurez. En el caso de la unión tipo A estas diferencias fueron entre un 19% y un 23%. En cambio, en el caso del hormigón utilizado en la unión tipo B, se presenta una resistencia a compresión similar a la del hormigón con áridos naturales.

Estas diferencias de resistencias respecto al hormigón de referencia se pueden explicar considerando la resistencia del hormigón de origen de donde provienen los áridos reciclados, que es uno de los parámetros que influyen dentro de las propiedades del hormigón con áridos reciclados. Así, en el caso en que los áridos provengan de hormigones con baja resistencia, ni

siquiera disminuyendo las relaciones agua/cemento se podran obtener resistencias más altas de aquellas condicionadas por el viejo mortero adherido a los áridos reciclados. En cambio, si la resistencia a compresión del hormigón de origen es mayor que la del hormigón de control, el hormigón realizado con áridos reciclados puede alcanzar resistencias iguales o mayores que las del hormigón de control [6, 10-13].

Tabla 1 Resistencia mecánica a compresión de los hormigones.

Tiempo	Hormigón tradicional (MPa)	Hormigón con áridos reciclados unión A (MPa)	Hormigón con áridos reciclados unión B (MPa)
3 días	20,7	13,2 (-36,4%)	24,8 (+20%)
7 días	25,6	17,5 (-31,7%)	29,3 (+14%)
28 días	33,9	25,9 (-23,8%)	34,5 (+1,7%)

En el caso del árido reciclado utilizado en el presente trabajo, se debe considerar que el material fue provisto de una planta de reciclaje, esto nos ha permitido de trabajar con el material real que produce este tipo de plantas, pero no nos ha permitido tener un control sobre la calidad del material de origen. Sin embargo, considerando los puntos analizados anteriormente y los resultados de las pruebas de resistencia a compresión para los distintos hormigones, se puede concluir que, en el caso del hormigón reciclado utilizado para la unión tipo A, la resistencia del hormigón de origen era menor de 30 MPa, mientras la resistencia del hormigón de origen en la unión tipo B, debería haber sido mayor.

Además, en el caso del hormigón confeccionado para la unión tipo A, se debe considerar el hecho que la elevada perdida de resistencia podría deberse a la diversa técnica de vibración utilizada, manual para el hormigón con áridos reciclados y mecánica para el hormigón tradicional. El hormigón con áridos reciclados, como resultado de la técnica de vibración manual, presentó un grado de compactación de 0,93, mientras el hormigón con áridos naturales tuvo un grado de compactación cercano a 1,00. Con respecto al hormigón para la unión tipo B fue utilizada una vibración mecánica obteniendo una compactación de 0,99.

3.1.2 Resistencia a tracción

La resistencia mecánica a tracción de los hormigones fue evaluada mediante una prueba a tracción indirecta realizada como establece la norma UNI EN 12390-6 sobre tres probetas cúbicas 10x10x10 cm para cada tipo de hormigón, a 3, 7 y 28 días de madurez.

Cada probeta fue sometida a la prueba, como en el caso de la compresión, girando de 90° respecto a la dirección de confección; en tal posición la probeta es sometida a una sollicitación de compresión a incrementos constantes a través de dos barras metálicas.

En la tabla 2 se presentan los datos obtenidos de la prueba de tracción indirecta efectuada en las probetas. Estos resultados confirman los datos presentados en literatura, de acuerdos a los cuales, a igualdad de resistencia a compresión (Tabla 1), la resistencia a tracción del hormigón con áridos reciclados disminuye de aproximadamente 10% respecto a la resistencia del hormigón tradicional [14-15].

Tabla 2 Resistencia a tracción indirecta.

Tiempo	Hormigón tradicional (MPa)	Hormigón con áridos reciclados unión A (MPa)	Hormigón con áridos reciclados unión B (MPa)
3 días	1,96	1,31 (-33,2%)	1,48 (-24,7%)
7 días	2,06	1,66 (-19,4%)	1,70 (-17,5%)
28 días	2,46	1,87 (-24,0%)	2,29 (-7,0%)

3.2 Pruebas cíclicas en las uniones

3.2.1 Unión tipo A

Debido a que las pruebas fueron realizadas con un valor despreciable de carga axial sobre la columna, con el aumento de la acción cíclica se presentaron en el centro de la unión fisuras de corte diagonales y pérdida del recubrimiento (Figura 4).

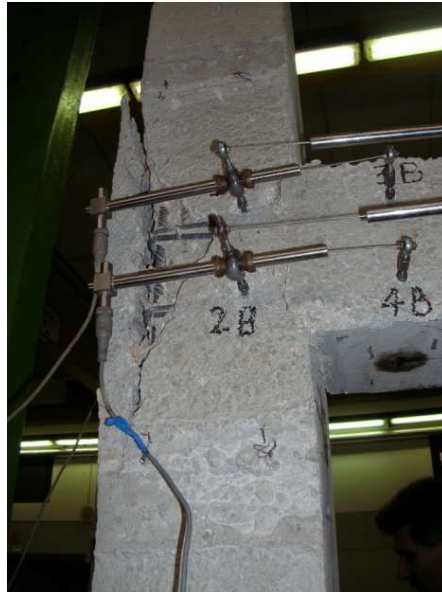


Figura 4 Fisuras de la unión tipo A.

En la figura 5 se presenta la comparación de los resultados obtenidos de los ciclos de carga aplicados sobre las dos uniones tipo A, construidas con hormigón tradicional y con hormigón con áridos reciclados. Las diferencias en las respuestas observadas en las dos pruebas se explican considerando el comportamiento del hormigón armado sometido a cargas cíclicas que, según Penelis e Kappos [16], presenta los siguientes mecanismos de transferencia del corte:

- 1 – Acción de los estribos en las fisuras diagonales;
- 2 – resistencia al corte del hormigón en la zona comprimida sobre la zona fisurada;
- 3 – efecto de trabazón de los áridos presentes en las caras de la fisura;
- 4 – efecto dovola transmitido por las armaduras longitudinales.

En la figura 5 se puede observar como el mecanismo predominante en la transferencia de corte cambie alejándose progresivamente de la zona elástica. En la figura 5a se observa el comportamiento de las uniones bajo un desplazamiento impuesto que supera por poco el punto de fluencia, con fisuras aún ausentes o poco visibles; el principal mecanismo de la transferencia del corte es la resistencia del hormigón en la zona comprimida, por lo que la resistencia a compresión es uno de los factores mas influyentes en el valor máximo de la fuerza alcanzada para un desplazamiento de 25 mm. Esto explica el menor valor de la fuerza alcanzada por la unión realizada con hormigón reciclado, dado que su resistencia a compresión era menor de la del hormigón tradicional.

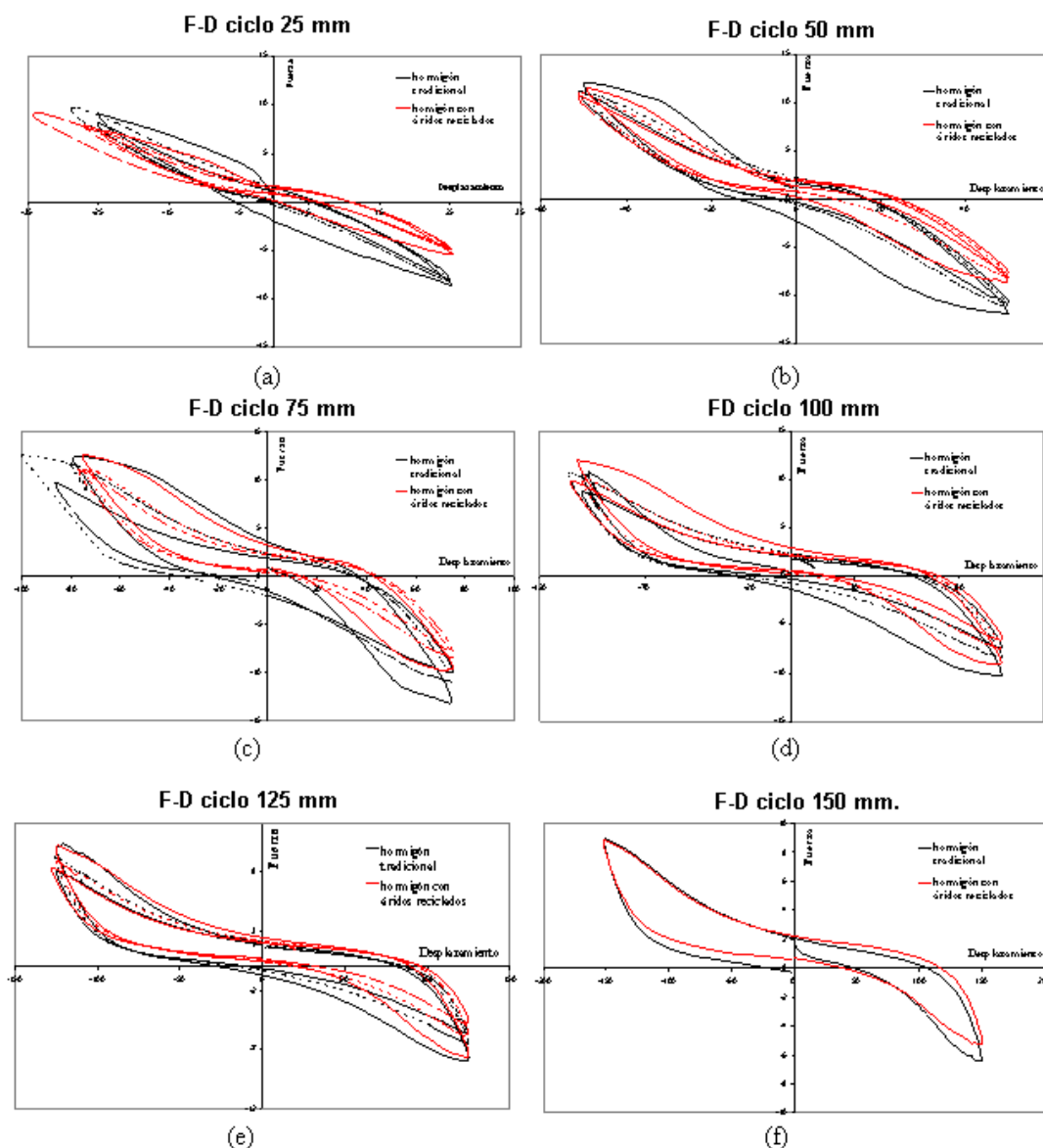


Figura 5 Respuesta histerética de las uniones para desplazamiento de: (a) 25 mm., (b) 50 mm., (c) 75 mm., (d) 100 mm., (e) 125 mm., (f) 150 mm.

A partir de la Figura 5b se inicia a observar en las curvas el efecto pinching, como resultado del inicio de la propagación de las fisuras. Observando las curvas es posible reconocer un mayor efecto pinching en la prueba realizada con áridos reciclados. Los resultados publicados de Watanabe et al [17] confirman esta observación, concluyendo que en el hormigón con áridos reciclados las fisuras comienzan a propagarse a una tensión menor que en el hormigón tradicional, así como los resultados mostrados por Casuccio et al [18], que observa como los áridos reciclados, comparados con los áridos naturales, resulten mayormente fracturados.

Comparando las dos respuestas es posible observar como, alejándose progresivamente el hormigón de la zona elástica, la diferencia de comportamiento entre las dos pruebas se disminuye. Este hecho se explica considerando la acción de los otros mecanismos de transferencia de corte, dado que con el aumento de las fisuras disminuye el efecto de la

resistencia al corte de la zona comprimida. Así, es posible observar como para los ciclos de 75 mm y 100 mm representados en las figuras 5c e 5d respectivamente, los valores de fuerza obtenidos por los desplazamientos impuestos sean mayores en el caso del hormigón con áridos reciclados. Se evidencia de esta forma la mayor influencia del efecto de trabazón de los agregados presentes en las caras de la fisura en la transferencia del corte, que en el caso del hormigón con áridos reciclados resulta mayor debido a la mayor presencia de rugosidad por el mortero adherido a la superficie de los áridos. Esta observación concuerda con los resultados presentados de Casuccio et al [19] que, a partir de los datos experimentales obtenidos, concluye que los áridos reciclados presentan mayor adhesión entre la matriz cementicia y los áridos respecto a los áridos naturales.

En la Figura 5e se observa como las fuerzas obtenidas por las dos pruebas comienzan a igualarse debido al aumento del espesor de las fisuras que produce una disminución del efecto de trabazón de áridos. De este modo queda solo prácticamente la resistencia dada por los estribos que, siendo la misma cantidad en ambas pruebas producen una respuesta similar, como se observa en la Figura 5f.

3.2.1.1 Análisis de la energía disipada

En la tabla 3 se presentan los valores de la relación de energía disipada/energía de entrada (E_d/E_e) para las pruebas realizadas con hormigón normal y con hormigón con áridos reciclados. De los datos se observa como en los primeros ciclos de carga sea mayor para el hormigón con áridos reciclados, aun si la energía disipada del hormigón con áridos reciclados es inferior a la del hormigón tradicional. Esto se debe al menor módulo de elasticidad del hormigón con áridos reciclados [20-24], ya que la energía necesaria para lograr un determinado desplazamiento es menor.

Tabla 3 Relación entre energía disipada con respecto a la energía de entrada.

Desplazamiento	Ciclo	Ed/Ee	Ed/Ee
		Hormigón tradicional	Hormigón con áridos reciclados
± 25 mm	I	0,46	0,55
	II	0,27	0,42
	III	0,25	0,36
± 50 mm	I	0,61	0,54
	II	0,45	0,46
	III	0,43	0,37
± 75 mm	I	0,69	0,66
	II	0,70	0,61
	III	0,68	0,59
± 100 mm	I	0,73	0,74
	II	0,75	0,72
	III	0,75	0,75
± 125 mm	I	0,80	0,76
	II	0,79	0,74
	III	0,76	0,70
± 150 mm	I	0,84	0,80

Comparando las razones entre energía disipada y energía de entrada en los ciclos sucesivos, se observa como esta relación tiende a disminuir en el caso del hormigón con áridos reciclados. Aun si la energía de entrada es siempre menor respecto al hormigón tradicional, la energía disipada es mucho mas baja, por el mayor efecto pinching presente en las curvas de histéresis del hormigón con áridos reciclados.

3.2.2 Unión tipo B

La unión tipo B presentó un comportamiento dúctil del tipo columna fuerte- viga débil con fisuras de flexión en la viga y, en los últimos ciclos de carga, pérdida del recubrimiento (Figura 6). La columna no presentó fisuras durante toda la prueba.

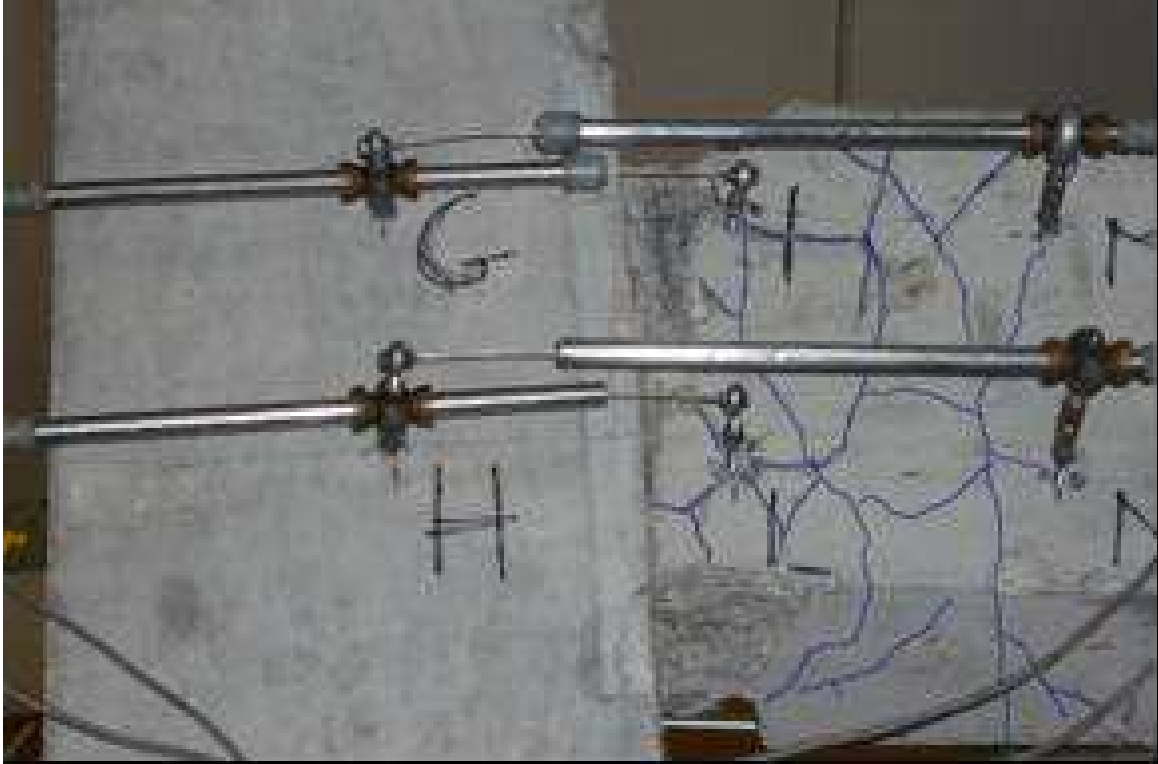


Figura 6 Fisuración unión tipo B.

En la Figura 7 se presentan las curvas de histéresis de las pruebas cíclicas realizadas sobre la unión tipo B. Se pueden observar curvas amplias y con una alta disipación de energía, característico de una falla dúctil. De la Figura 7 se puede observar también como el comportamiento de la unión antes del ciclo de 125 mm sea muy estable, y como las curvas presenten una mínima pérdida de resistencia con la repetición de cada ciclo.

3.2.2.1 Puntos característicos de la curva envolvente

En la Figura 8 se muestra la curva envolvente para el comportamiento histerético de la unión tipo B. Según Kim et al [25], la envolvente de las curvas de histéresis se puede representar a través de tres líneas rectas cuyos puntos de intersección corresponden a los cambios de rigidez más importantes. La primera variación de rigidez (punto A) es causada por la aparición de las primeras fisuras. El punto B representa el inicio de la fluencia en la armadura longitudinal. Y, finalmente, el punto C corresponde a la máxima resistencia al corte de la unión antes de la falla del hormigón. En la Tabla 4 se presentan los valores correspondientes a los puntos, A, B y C de la unión tipo B.

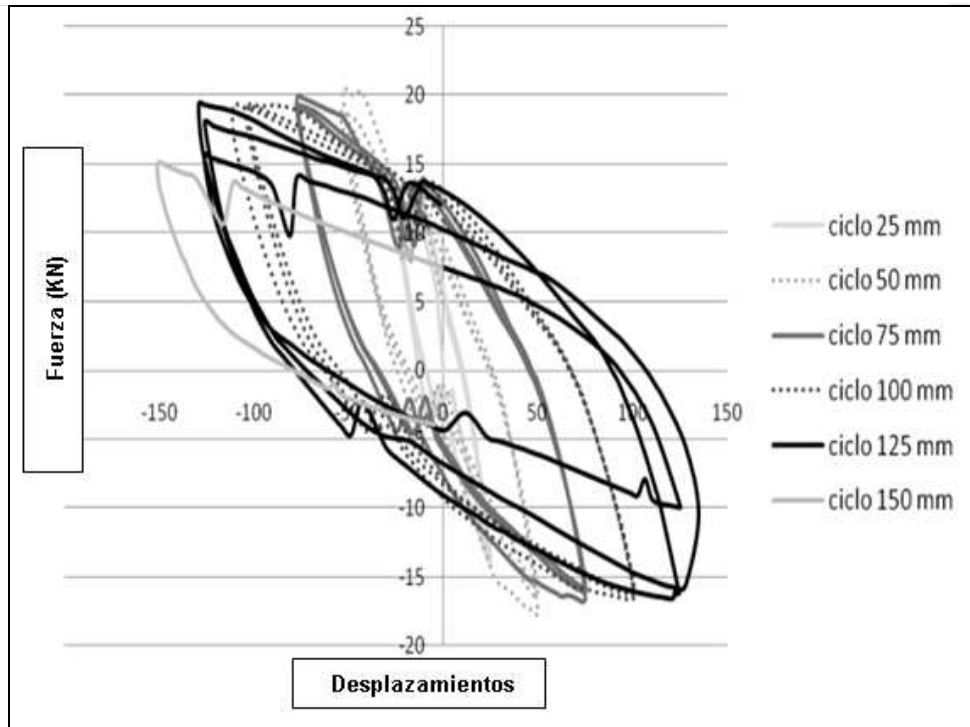


Figura 7 Curvas de histéresis de la unión tipo B.

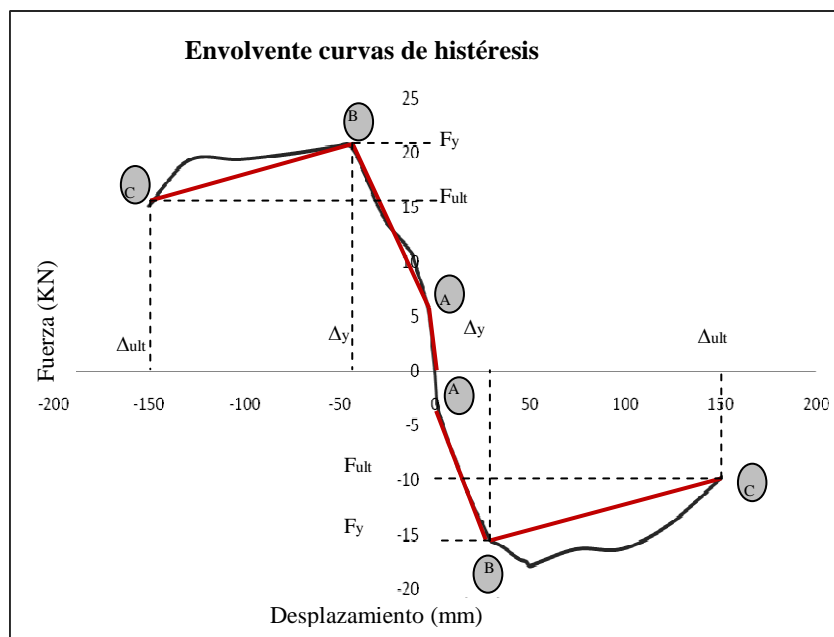


Figura 8 Curva envolvente del comportamiento histérico de la unión tipo B.

En la Tabla 4 se pueden observar también los valores de ductilidad ($\Delta u/\Delta y$) obtenidos de los ciclos de histéresis, con valores de 3,05 y 4,34, que son en general, índice de un buen comportamiento dúctil. Estos valores coinciden además con los datos presentados por Xiao et

al [26] en su estudio sobre el comportamiento sísmico de las estructuras en hormigón armado con áridos reciclados.

Tabla 4 Puntos característicos de la curva envolvente de la unión tipo B.

Variable	Desplazamiento positivo	Desplazamiento negativo
Δ_{cr} (mm)	-2,21	2,44
F _{cr} (kN)	3,86	-3,90
Δy (mm)	-43,04	28,34
F _y (kN)	20,35	-15,28
Δ_{max} (mm)	-52,99	50,06
F _{max} (kN)	20,29	-17,78
Δu (mm)	-150,5	122,46
F _u (kN)	15,10	-15,72
$\Delta u/\Delta y$	3,50	4,34

3.2.2.2 Análisis de la energía disipada

En la tabla 5 se presenta la energía disipada (Ed), energía de entrada (Ee) y la relación Ed/Ee para la unión tipo B. De los datos se puede observar como los valores de energía disipada y energía de entrada prácticamente no varían cada vez que se repite un ciclo de un determinado desplazamiento. Esto se debe a la baja pérdida de rigidez que se produce durante las repeticiones de los ciclos. Solo en el último ciclo de 125 mm se observa una notable disminución de los valores de energía respecto a los valores precedentes debido a la falla de la armadura longitudinal de la viga.

Tabla 5 Energía disipada y de entrada de la unión tipo B.

Desplazamiento	Ciclo	Ed (kNmm)	Ee (KNmm)	Ed/Ee
± 25 mm	I	353,86	503,04	0,70
	II	293,06	474,51	0,62
	III	302,99	491,94	0,62
± 50mm	I	1178,02	1579,35	0,75
	II	992,32	1408,47	0,70
	III	867,63	1280,02	0,68
± 75 mm	I	2144,89	2610,14	0,82
	II	1963,24	2468,02	0,80
	III	1859,85	2362,99	0,79
± 100 mm	I	3291,66	3845,36	0,86
	II	3007,39	3572,09	0,84
	III	3144,56	3690,02	0,85
± 125 mm	I	4172,00	4752,01	0,88
	II	4027,48	4467,50	0,90
	III	2617,37	3058,85	0,86

4. CONCLUSIONES

Del análisis de los resultados obtenidos de las uniones realizadas con hormigón preparado con un 30% de áridos reciclados se pueden realizar las siguientes conclusiones.

Aplicando las especificaciones del Eurocódigo 8 la unión tipo A presentó un comportamiento frágil, con fisuras diagonales en el núcleo de la unión, deslizamiento de las barras longitudinales de la viga y pérdida del recubrimiento. Las curvas de histéresis fueron estrechas, características de comportamientos frágiles, con un marcado efecto pinching.

La unión tipo B, en cambio, diseñada considerando la menor resistencia a tracción del hormigón con áridos reciclados y el menor módulo de elasticidad, tuvo un comportamiento dúctil del tipo columna fuerte- viga débil, presentando solo fisuras de flexión en la viga sin fisuración en la columna.

Los resultados obtenidos de la unión tipo A han mostrado un comportamiento muy similar entre el hormigón con áridos reciclados y el hormigón tradicional, aun si las resistencias a compresión variaban entre ellos de un 20%. En las curvas de histéresis, para las deformaciones en la zona inelástica se observa el mayor efecto de trabazón entre inertes del hormigón con áridos reciclados debido a su superficie mas rugosa. Este efecto aumenta la resistencia al corte del hormigón con áridos reciclados respecto al hormigón de referencia en los últimos ciclos de histéresis.

El satisfactorio comportamiento bajo cargas cíclicas de la unión tipo B permite concluir que es posible la utilización de un 30% de áridos reciclados en el hormigón para estructuras armadas en zona sísmica si se consideran en forma adecuada sus características de resistencia al corte y rigidez.

REFERENCIAS

- [1] Jianzhuang Xiao, Jiabin Li, Ch. Zhang (2005) Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading. *Cement and Concrete Research* 35(6) 1187-1194.
- [2] Khaldoun Rahal (2007) Mechanical properties of concrete with recycled coarse aggregate. *Building and Environment* 42(1) 407-415
- [3] Vivian W.Y. Tam, K. Wang, C.M. Tam (2008) Assessing relationships among properties of demolished concrete, recycled aggregate and recycled aggregate concrete using regression analysis. *Journal of Hazardous Materials*, 152(2) 703-714.
- [4] A.K. Padmini, K. Ramamurthy, M.S. Mathews (2009) Influence of parent concrete on the properties of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials* 23(2) 829-836.
- [5] Xuping Li (2009) Recycling and reuse of waste concrete in China: Part II. Structural behaviour of recycled aggregate concrete and engineering applications. *Resources, Conservation and Recycling*, 53(3) 107-112.
- [6] C.S. Poon, Z.H. Shui, L. Lam (2004), Effect of microstructure of ITZ on compressive strength of concrete prepared with recycled aggregates. *Construction and Building Materials* 18 461-468.
- [7] VW.Y. Tam, X.F. Gao, C.M. Tam (2005) Microstructural analysis of recycled aggregate concrete produced from two-stage mixing approach, *Cement and Concrete Research* 35 1195-1203.
- [8] V.W.Y. Tam, X.F. Gao, C.M. Tam, K.M. Ng. Physio-chemical reactions in recycled aggregate concrete, *Journal of Hazardous Materials* (2008), doi: 10.1016/j.jhazmat.2008.07.031.
- [9] Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (2006) Utilización de árido reciclado para la fabricación de hormigón estructural, Monografía (ACHE); M-11.
- [10] J. S. RYU (2002), Improvement on strength and impermeability of recycled concrete made from crushed concrete coarse aggregate. *Journal of Materials Science Letters* 21 1565-

1567

- [11] K. Eguchi, K. Teranishi, A. Nakagome, H. Kishimoto, K. Shinozaki, M. Narikawa (2007), Application of Recycled Coarse Aggregate by Mixture to Concrete Construction. *Construction and Building Materials* 21 1542-1551.
- [12] M.Tavakoli, P. Soroushian (1996), Strengths of Recycled Aggregate Made Using Field-Demolished Concrete as Aggregate, *ACI Materials Journal* 93 (2) 178-181.
- [13] N. Otsuki, S. Miyazato, W. Yordsudjai (2003), Influence of recycled aggregate on interfacial transition zone, strength, chloride penetration and carbonation of concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 443-451
- [14] RILEM TC 37-DRC (1992) *Demolition and Reuse of Concrete*, E & FN Spon, London, U.K..
- [15] T. Ikeda, S. Yamane and A. Sakamoto (1988) Proc.s of the 2nd Int. RILEM Symp. on 'Demolition and Reuse of Concrete and Masonry, Chapman and Hall, Tokyo, Japan, 585-594.
- [16] G.G. Penelis, A.J. Kappos (1997) *Earthquake-Resistant Concrete Structures*, E&FN Spon.
- [17] T. Watanabe, N. Sayaka, H. Chikaroni, M. Otsu (2007) Compressive failure in concrete of recycled aggregate acoustic emission, *Construction and building materials* 21 470-476
- [18] M. Casuccio, G. Giaccio, R. Zerbino (2005) Aderenza matrice-aggregato in calcestruzzo riciclato, *ENCO Journal*, anno X (29), 10-13. (<http://www.enco-journal.com/journal/ej29>).
- [19] M. Cassuccio, M. Torrijos, G. Giaccio, R Zerbino (2008) Failure mechanism of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials* 22, 1500-1506.
- [20] R.S. Ravindrarajah, C.T. Tam (1985) Properties of concrete made with crushed concrete as coarse aggregate. *Magazine of Concrete Research* 37(130) 29–38.
- [21] R. Dillmann (1998) Concrete with recycled concrete aggregate. *Proceedings of International Symposium on Sustainable Construction: Use of Recycled Concrete Aggregate*, University of Dundee, Scotland, 11–12 November, 239–253.
- [22] G. Mellmann (1999) Processed concrete rubble for the reuse as aggregate, *Proceeding of the International Seminar on Exploiting Waste in Concrete*, University of Dundee, Scotland, 7 September, 171–178.
- [23] J. Xiao, J. Li, C. Zhang (2005) Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading. *Cement and Concrete Research* 35 1187– 1194.
- [24] A.K. Padmini, K. Ramamurthy, M.S. Mathews (2009) Influence of parent concrete on the properties of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials* 23 829–836.
- [25] J. Kim, J.M. LaFave (2007) Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections. *Engineering Structures* 29 2523-2539.
- [26] J. Xiao, Y. Sun, H. Falkner (2006) Seismic performance of frame structures with recycled aggregate concrete. *Engineering Structures* 28 1-8.

Sumario

Volumen 16, número 1, 2011

El Mega sismo de Chile de 2010	1
Roberto Aguiar Falconí	
Comportamiento observado en estructuras y subsuelo del valle y ciudad de Mexicali durante el sismo El Mayor-Cucupah del 4 de abril de 2010	39
José Luis Rangel Nuñez, Arturo Tena Colunga, Alonso Gómez Bernal	
Evaluación integrada de la seguridad de hospitales: Implicaciones en la resiliencia de las comunidades	69
Jairo Andrés Valcárcel, Lluís Pujades, Alex Barbat, Miguel Mora, Omar Darío Cardona	
Comportamiento bajo cargas cíclicas de uniones viga-columna realizadas con hormigón con áridos reciclados	93
Viviana Letelier, Valeria Corinaldesi, Giacomo Moriconi	

Revista semestral de la Escuela Politécnica del Ejército Quito, Ecuador.

Revista inscrita en la Hemeroteca Latinoamericana

ISSN 1390-0315

© 2011 ESPE, Quito – Ecuador