

# Revista internacional de

## Ingeniería de estructuras

### EDITORES

#### Alex H. Barbat

E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
Campus Norte UPC, 08034 Barcelona, España  
e-mail alex.barbat@upc.es

#### Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas  
Escuela Politécnica del Ejército  
Valle de los Chillos, Ecuador  
e-mail raguiar@espe.edu.ec

### COMITÉ ASESOR INTERNACIONAL

#### G. Ayala

Instituto de Ingeniería UNAM  
Ciudad Universitaria, Apto. 70472  
Coyoacan  
04510 México D.F., México

#### R. Blázquez

E.T.S. I.C.C.P. Ciudad Real  
Universidad de Castilla La Mancha  
C/ Camilo José Cela s/n  
13071 Ciudad Real

#### M. Blondet

Facultad de Ingeniería Civil  
Pontificia Universidad Católica  
Lima, Perú

#### J. Bommer

Civil & Environmental Engineering  
Imperial College  
London SW7 2BU  
Reino Unido

#### R. Boroschek

Dpto. de Ingeniería Civil  
Universidad de Chile  
Blanco Encalada 2120  
Santiago, Chile

#### L. M. Bozzo

Dpto. de Ingeniería Mecánica y de la  
Construcción Industrial  
Universidad de Girona  
Avda. Luis Santaló s/n  
17071 Girona, España

#### J. A. Canas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales, y  
Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
C/Grán Capitan s/n  
08034 Barcelona, España

#### O. D. Cardona

Facultad de Ingeniería  
Universidad de los Andes  
Apto. 4976  
Bogotá, Colombia

#### J. R. Casas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y  
Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
C/Grán Capitan s/n  
08034 Barcelona España

#### F. J. Crisafulli

Facultad de Ingeniería, Universidad  
Nacional de Cuyo  
Casilla de Correos 405  
Mendoza, 5500, Argentina

#### R. Danesi

Laboratorio de Estructuras  
Universidad Nacional de Tucumán  
Av. Independencia 1800  
4000 Tucumán, Argentina

#### P. Dechent

Facultad de Ingeniería  
Universidad de Concepción  
Concepción - Chile

#### L. Díaz

Facultad de Ingeniería  
Universidad La Serena  
Serena, Chile

#### L. Godoy

Dpto. de Estructuras, FCEfy N,  
Universidad Nacional de Córdoba  
Casilla de Correo 916, Córdoba 5000,  
Argentina

#### J. Grases

Dpto. de Ingeniería  
Facultad de Ingeniería  
UCV-Los Chaguaranos  
Caracas, Venezuela

#### G. M. Giuliano

Facultad de Ingeniería  
Dpto. Ingeniería Civil  
Universidad de Concepción  
Concepción, Chile

#### R. E. Klingner

Profesorado Phil M. Ferguson en la  
Ingeniería Civil  
Universidad de Texas, Austin  
Texas 78712, U.S.A.

#### M. Lafuente

Dpto. de Ingeniería  
Facultad de Ingeniería  
UCV-Los Chaguaranos  
Caracas, Venezuela

#### W. Lobo

Facultad de Ingeniería  
Universidad de Los Andes  
Mérida, Venezuela

#### O. López

Dpto. de Ingeniería  
Facultad de Ingeniería  
UCV-Los Chaguaranos  
Caracas, Venezuela

#### B. Luccioni

Laboratorio de Estructuras  
Universidad Nacional de Tucumán  
Av. Independencia 1800  
4000 Tucumán, Argentina

#### E. Miranda

Dpto. of Civil and Environment  
Engineering  
Stanford University  
Stanford, California, 94305-4020

#### M. Moroni

Dpto. de Ingeniería Civil  
Facultad de Ciencias Físicas y  
Matemáticas  
Universidad de Chile.

#### J. L. Almazán

Escuela de Ingeniería  
Pontificia Universidad Católica de  
Santiago  
Santiago de Chile

#### S. Oller

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y  
Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
C/Grán Capitan s/n  
08034 Barcelona España

#### M. Ordaz

Instituto de Ingeniería UNAM  
Ciudad Universitaria  
Coyoacan  
04510 México D.F., México

#### M. N. Pavlovic

Department of Civil Engineering  
Imperial College  
London, SW7 2BU, U.K.

#### J. Rodellar

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y  
Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
C/Grán Capitan s/n  
08034 Barcelona España

#### S. E. Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería UNAM  
Ciudad Universitaria, Apto. 70472  
Coyoacan  
04510 México D.F., México

#### L. Suárez

Universidad de Puerto Rico  
Recinto Universitario de Mayagüez  
Puerto Rico

#### C. E. Ventura

Department of Civil Engineering  
The University of British Columbia  
CEME Building, 2018 - 2324  
Main Mall  
Vancouver, B.C. Canada V6T 1Z4

#### M. Tornello

CeReDeTec  
Universidad Tecnológica Nacional  
Mendoza  
Argentina

### IMPRESIÓN

#### Javier Villamarín

Centro de Investigaciones Científicas  
Escuela Politécnica del Ejército  
Valle de los Chillos, Ecuador  
ISSN 1390-0315  
©2010 ESPE, Quito, Ecuador

*Revista Internacional de***Ingeniería de Estructuras****Sumario**

Volumen 15, número 2, 2010

<b>Primer Edificio con Aislación Sísmica en Chile</b>	119
María Ofelia Moroni Yadlin, Mauricio Sarrazin Arellano	
<b>Viviendas Económicas de Concreto con Mallas Electrosoldadas</b>	133
Adolfo Gálvez Villacorta	
<b>Observaciones sobre criterios de Diseño Sísmico de Edificios con Marcos de Acero</b>	157
Edgar Tapia Hernández, Arturo Tena Colunga	
<b>Análisis de respuestas del Edificio Aislado con Resortes de acero y amortiguadores viscosos.</b>	181
Roberto Aguiar Falconí, Miguel Eduardo Tornello	
<b>Simulación Tridimensional del Proceso de Consolidación en Fundaciones Profundas.</b>	203
Javier L. Mroginski, Pablo A. Beneyto, H. Ariel Rado, Daniel E. Bisñuk	

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

*Revista inscrita en la Hemeroteca Latinoamericana*

ISSN 1390-0315

© 2010 ESPE, Quito – Ecuador

## PRIMER EDIFICIO CON AISLACIÓN SÍSMICA EN CHILE

**María Ofelia Moroni Yadlin, Mauricio Sarrazin Arellano**

Departamento de Ingeniería Civil  
Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas  
Universidad de Chile

### RESUMEN

El primer edificio construido en Chile con aisladores de base, se encuentra ubicada en la comunidad Andalucía, Santiago. En efecto en 1991, se construyó un edificio de 4 pisos sobre aisladores elastoméricos, además de uno gemelo con fundaciones convencionales. Los edificios tienen una planta rectangular de 10 x 6 mts. Están estructurados con muros de hormigón armado en el primer piso y albañilería confinada en los tres pisos superiores. Los aisladores son circulares, de 31.5 cm de diámetro y 32.6 cm. de altura.

En los edificios se ha instalado una red local de cuatro acelerógrafos triaxiales digitales ubicándose dos en los cuartos pisos de ambos edificios, uno a nivel del primer piso del edificio aislado y el cuarto a nivel de fundación en el edificio aislado. Este último representa la condición de "campo libre". El 27 de Febrero de 2010 ocurrió un sismo magnitud de Richter 8.8 con epicentro frente a Cobquecura a unos 400 km de la ciudad de Santiago. Los registros obtenidos en el edificio aislado de la Comunidad Andalucía representan la primera prueba instrumental sobre el buen comportamiento de estructuras aisladas, ante un sismo de esa magnitud.

### ABSTRACT

The first base isolated building in Chile is located at the Comunidad Andalucía, Santiago. It was built in 1991, with an identical twin but with conventional foundation. Both have a rectangular 10 x 6 m plan, 4 story, concrete shear walls at the first floor and confined shear walls in the top 3 floors. Rubber bearings are 31.5 cm in diameter and 32.6 cm high.

A local network that consists of 2 accelerometers at both 4<sup>th</sup> floors, one at the first floor of the isolated building and one at "free field conditions" had been installed. On February 27, 2010 a  $M_w = 8.8$  earthquake hit central part of Chile. The records obtained at the Comunidad Andalucía represent the first quantitative proof of the good behaviour of a base isolated building for such severe earthquake.

### 1 INTRODUCCIÓN

El primer edificio construido en Chile con aisladores de base, se encuentra ubicada en la comunidad Andalucía. En efecto en 1991, en Santiago de Chile, se construyó un edificio de 4 pisos sobre aisladores elastoméricos sin núcleo de plomo, además de uno gemelo con fundaciones convencionales. Los edificios, sin y con aisladores de base, tienen una planta rectangular de 10 x 6 mts. Están estructurados con muros de hormigón armado en el primer piso y albañilería confinada en los tres pisos superiores. Los aisladores son circulares, de 31.5 cm de diámetro y 32.6 cm. de altura.

En todos los niveles tienen losa de hormigón armado de 10 cm. de espesor. El peso total más 25% de sobrecarga es de 163 T. El edificio aislado está montado sobre ocho aisladores de goma laminada de alto amortiguamiento, los que se apoyan sobre zapatas aisladas conectadas por vigas de fundación. Los aisladores están apernados a placas de anclaje en ambos extremos; los cuales tienen varillas de anclaje. En la figura 1, que corresponde a los aisladores centrales se aprecia las varillas de la parte superior. El suelo de fundación corresponde a una grava densa.

El corte basal, de acuerdo a la norma NCh433.072 vigente al momento de la construcción del edificio, en el edificio convencional fue de 0.086g. En el edificio aislado no se consideró reducción de fuerzas sísmicas con el fin de comparar el comportamiento de dos estructuras similares salvo la condición de apoyo. Además siendo un edificio de viviendas de tipo "social" de bajo costo, la estructura posee elementos y dimensiones mínimos; por este motivo el incremento de costo producto del sistema de aislación alcanzó alrededor del 25% del costo total.



**Pernos de anclaje**  
**Figura 1** Aisladores centrales con pernos y varillas de anclaje.

En la figura 2 se aprecian tres de los ocho aisladores colocados; cuatro fueron colocados en los extremos de la planta rectangular, dos en la parte central del tramo de 10 m., son los indicados en la figura 1 y los otros dos en la parte opuesta. Muy cerca de los aisladores se construyeron unos pilares de hormigón armado que están separados de las vigas del sistema de aislación, como medida de seguridad en caso de que llegaran a fallar los aisladores; en los aisladores esquineros se tienen dos pilares y en los aisladores centrales se tienen tres pilares.

Los aisladores de base se van a desplazar lateralmente; en consecuencia, se debe dejar un espacio libre alrededor del aislador para que este pueda moverse, como se observa en la figura 3 que corresponde a un aislador ubicado en un extremo, de paso en la figura se aprecia también la armadura de los muros de hormigón armado construidos en la primera planta.



**Figura 2** Aisladores de base y losa de sistema de aislación.



**Figura 3** Espacio libre alrededor de aislador.

En la figura 4 se muestra el edificio terminado con aisladores de base, al lado derecho, no aparece en la fotografía, se tiene un edificio similar pero sin aisladores de base.



**Figura 4** Edificio Andalucía con aisladores de base elastoméricos.

## 2 RIGIDEZ DE LOS AISLADORES

Antes de presentar las curvas de los ensayos realizados tanto en Chile como en la Universidad de California, Berkeley, se debe mencionar que a 1997, seis años después de su construcción los aisladores habían disminuído su altura en 1.4 mm., en promedio, debido a las cargas estáticas verticales.

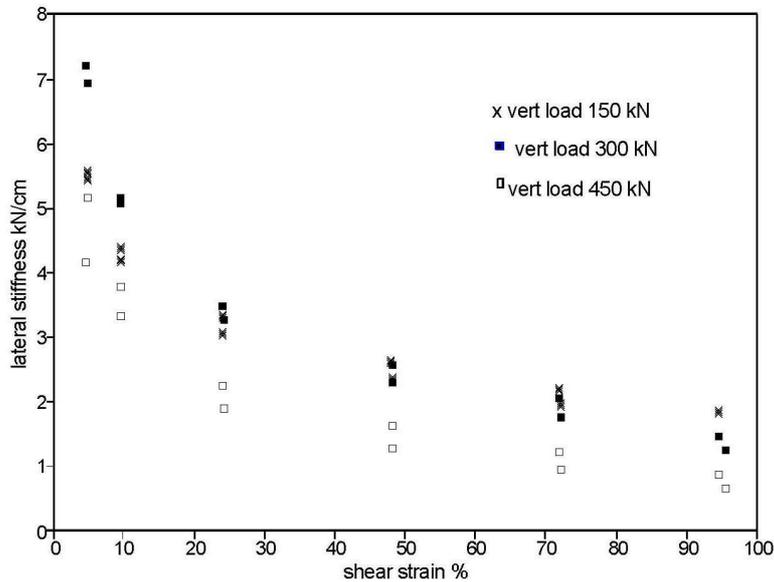
Las principales variables de diseño de los aisladores fueron: carga vertical de 35 T., desplazamiento horizontal de 20 cm y rigidez horizontal de 21.6 T/cm. El módulo de corte de la goma varía entre 32 kg/cm<sup>2</sup> para pequeñas deformaciones y 6.5 kg/cm<sup>2</sup> para 50% de deformación de corte. Fueron fabricados en Chile por la compañía VULCO y sometidos a ensayos estáticos de carga vertical y horizontal y a ensayos dinámicos de carga horizontal con cargas verticales constantes. En la figura 5 se muestra la variación de la rigidez lateral en función de la deformación para diferentes cargas verticales.

En la figura 5 se aprecia que a medida que la carga vertical se incrementa, la rigidez vertical disminuye y que a medida que aumenta la deformación al corte también disminuye la rigidez vertical. La rigidez lateral de los aisladores se obtiene con la siguiente ecuación.

$$k_b = \frac{G_a A}{H} \quad (1)$$

Siendo  $G_a$  el módulo de corte de la goma;  $A$  es el área de la sección transversal del aislador y  $H$  la altura de goma del aislador. Para un valor de  $G_a$  igual a 6.5 kg/cm<sup>2</sup> y considerando que el aislador no tiene orificio central, se tiene:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi * 31.5^2}{4} = 779.31 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow k_b = \frac{6.5 * 779.31}{22.8} = 222.17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = 2.2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$



**Figura 5** Rigidez lateral de los aisladores vs deformación de corte para diferentes cargas verticales

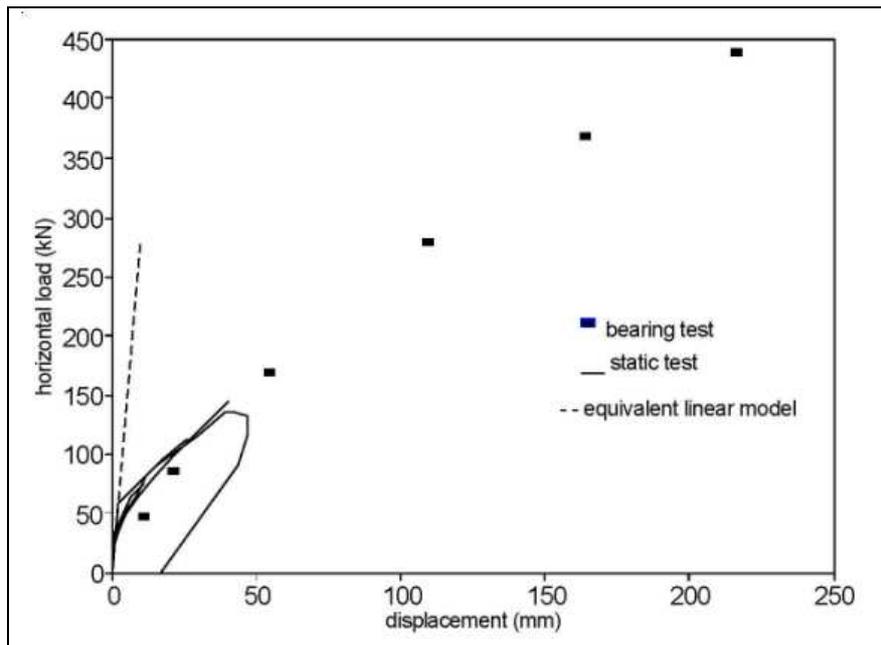
El valor obtenido es referencial y sirve para ver cómo se calcula analíticamente.

### 3 ENSAYO ESTÁTICO Y PULL BACK

Siendo la construcción de este edificio una experiencia pionera se preparó un plan de experimentación y seguimiento de su respuesta sísmica. En 1993 y en 1997 se realizaron ensayos de microvibraciones, obteniéndose en ambas ocasiones las siguientes frecuencias en la dirección longitudinal y transversal: 5.8 y 6.6 hz en el edificio aislado y 7.5 y 9.2 hz en el edificio no aislado. Por otra parte, las frecuencias predominantes en la dirección vertical son 15 y 20.4 hz en el edificio aislado y no aislado respectivamente.

Posteriormente, el edificio fue ensayado en forma estática y con un ensayo tipo "pull back" durante los cuales se midió la fuerza ejercida por un gato y el desplazamiento en el primer piso. Para el ensayo estático el edificio se tiró desde el centro de la losa del primer piso en la dirección transversal de manera de provocar una deformación lateral en los aisladores; un muro del edificio convencional se utilizó como elemento de apoyo. La deformación lateral impuesta alcanzó a 4.8 cm., en los aisladores, que representa una deformación al corte de los aisladores del 21%. En la figura 6 se aprecia que cuando se llegó a los 4.8 cm., el aislador ya está trabajando en el rango no lineal con una fuerza que está alrededor de los 130 kN., aproximadamente 13 T., en la descarga presenta el comportamiento indicado con línea continua; el área encerrada en la curva es la energía disipada. En esta figura se muestra también la relación fuerza deformación encontrada en los ensayos de los aisladores (bearing test) para una carga vertical de 300 kN. (30 T.). Se nota buena correlación entre los dos ensayos y es interesante notar que cada aislador puede soportar fuerzas laterales del orden de las 30 T., con deformaciones laterales que están alrededor de los 14 cm.

Luego, en el mismo punto en que se realizaron las mediciones anteriores, se colocó una barra de sección calibrada a una cierta carga última que actuó como fusible, ver figura 7, se tiró de nuevo hasta que se rompiera el fusible provocando vibraciones libres en el edificio aislado. Se utilizaron barras de diferentes diámetros para producir distintos desplazamientos hasta un máximo de 4.5 cm. En la figura 8 se muestra la historia de desplazamientos en el primer piso para un desplazamiento inicial que está alrededor de los 4.1 cm., es impresionante observar en esta figura que la estructura prácticamente no oscila debido al gran amortiguamiento que tiene; como el aislador se encuentra en el rango no lineal la vibración no se produce alrededor del eje 0. Para hallar el factor de amortiguamiento se puede utilizar la definición de decremento logarítmico en la respuesta de la figura 8.



**Figura 6** Ensayo estático. Relación fuerza desplazamiento.



**Figura 7** Barra que funciona como fusible.

En la figura 9 se muestra el amortiguamiento equivalente medido de los ciclos de histéresis de los aisladores y por decremento logarítmico de la señal de desplazamiento y aceleración en el edificio, Moroni *et al.* (1998). Se aprecia que en el ensayo del edificio al utilizar el decremento logarítmico en la respuesta de desplazamientos se obtienen mayores factores de amortiguamiento que en la respuesta de aceleraciones y estos a su vez son mayores a los hallados al trabajar con las curvas de histéresis en los aisladores (bearing test). Es lógico que esto sea así ya que el amortiguamiento de la estructura con aisladores es igual al amortiguamiento de los aisladores más el amortiguamiento de la estructura. En los ensayos de los aisladores (bearing test) se aprecia que el factor de amortiguamiento prácticamente es constante para diferentes deformaciones de la goma, existe variación pero no significativa.

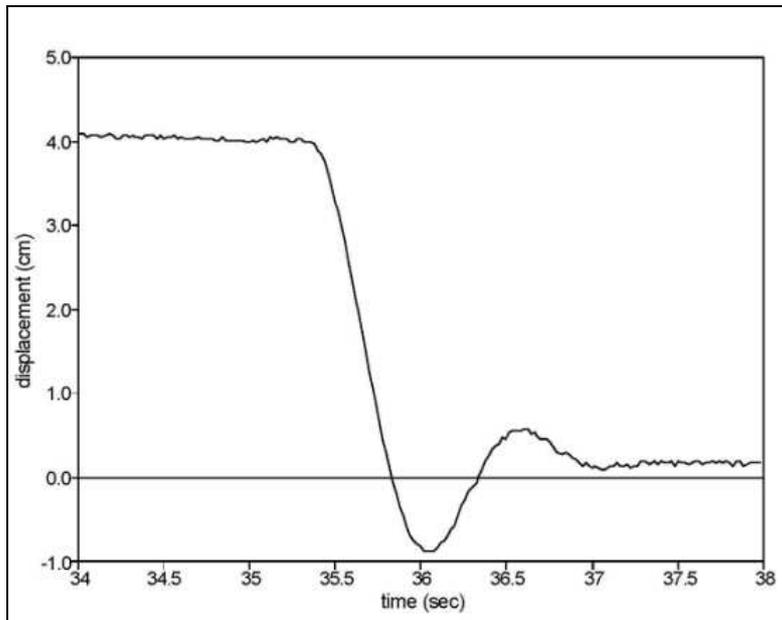
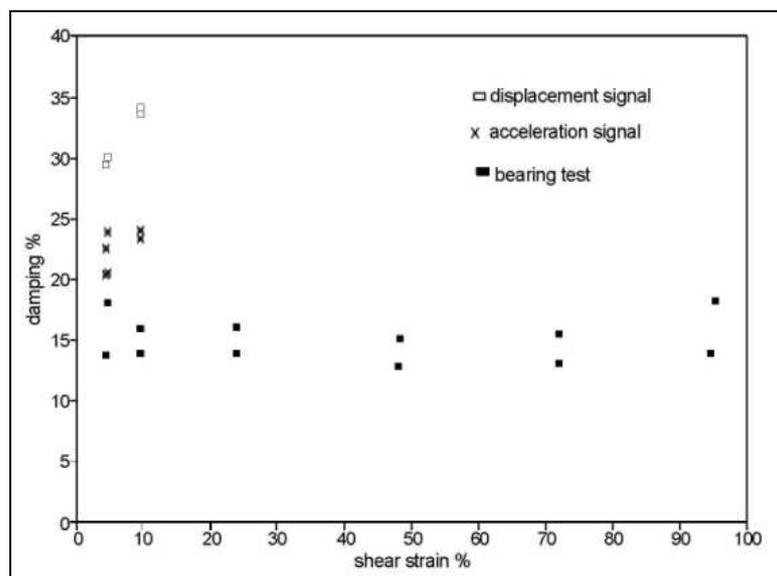


Figura 8 Respuesta tiempo desplazamiento.

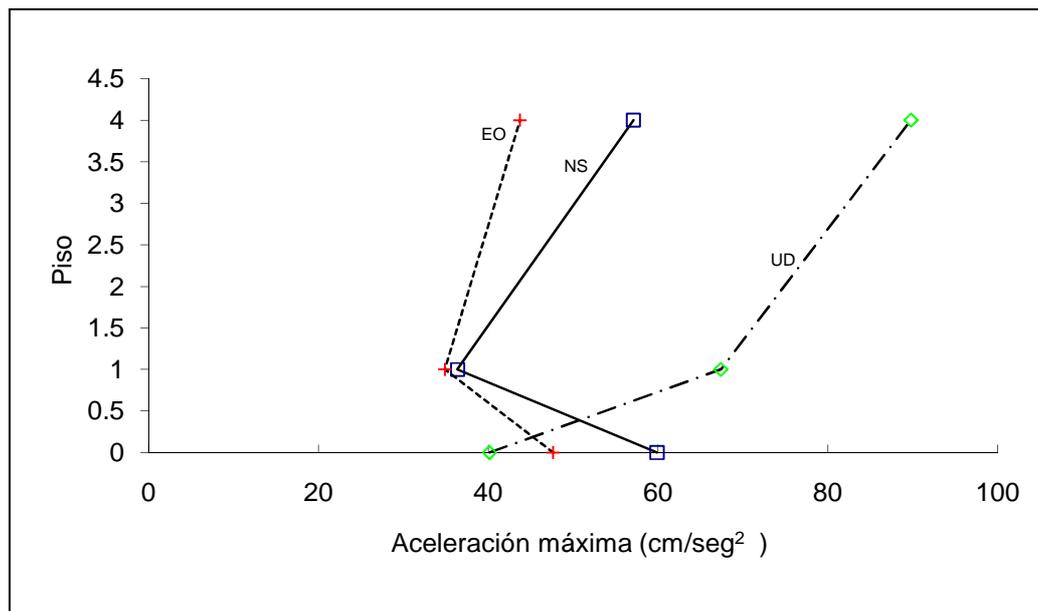


**Figura 9** Amortiguamientos obtenidos en ensayos aislados y en la estructura.

#### 4 REGISTROS SÍSMICOS OBTENIDOS

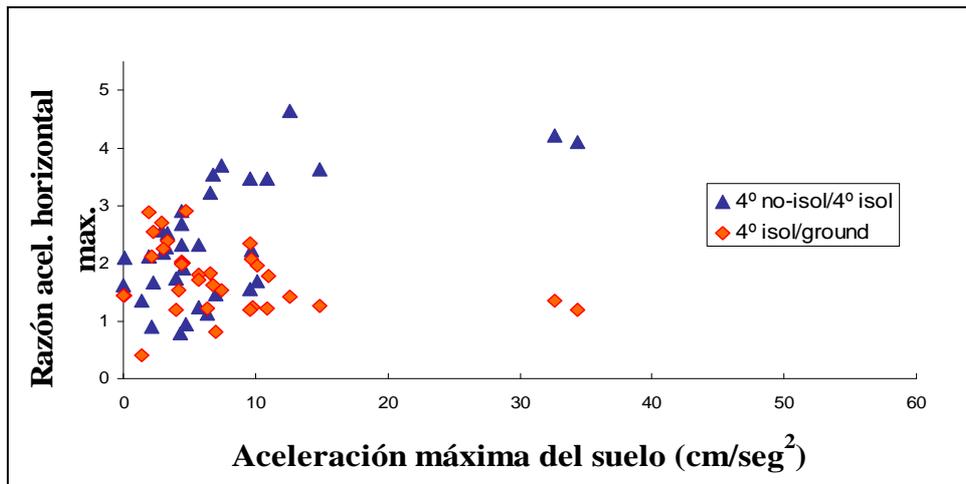
En los edificios se ha instalado una red local de cuatro acelerógrafos digitales ubicándose dos en los cuartos pisos de ambos edificios, uno a nivel del primer piso del edificio aislado y el cuarto a nivel de fundación en el edificio aislado. Este último representa la condición de "campo libre". Se ha preparado una base de datos con los registros obtenidos que incluye fecha y magnitud del evento, profundidad, y aceleraciones máximas e Intensidades de Arias, tanto de los registros en dirección horizontal como en vertical. A la fecha se han registrado del orden de 80 sismos moderados con aceleraciones máximas en el suelo entre 0.65 y 59.88  $\text{cm}/\text{seg}^2$  y frecuencias dominantes entre 2 y 20 Hz.

En la figura 10 se muestran las aceleraciones máximas registradas en el suelo y en el edificio aislado a nivel de primer y cuarto piso, durante el sismo del 22 de febrero de 1996 que tuvo una magnitud Richter de 5.9. En la dirección longitudinal, las aceleraciones en el primer y cuarto piso se redujeron a 0.6 y 0.95 de las obtenidas en la fundación y en la dirección transversal, éstas se redujeron a 0.73 y 0.91 respectivamente. Sin embargo, en la dirección vertical ha ocurrido una considerable amplificación entre la fundación y el primer y cuarto nivel debido a la flexibilidad de los aisladores y a las características dinámicas de la estructura. Este efecto también se ha observado en los edificios aislados sometidos al terremoto de Great Hanshin-Awaji (Fujita, 1994).



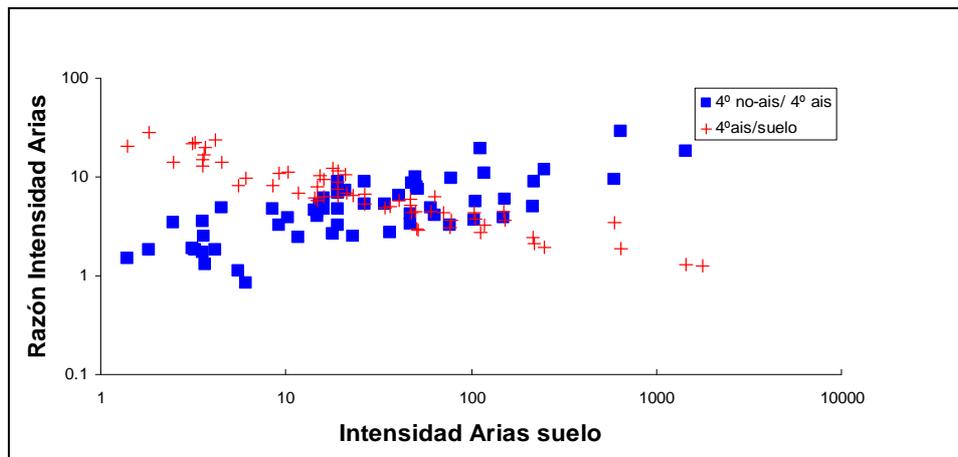
**Figura 10** Aceleraciones máximas registrada el 22/2/1996

En la figura 11 se muestra la razón entre las máximas aceleraciones registradas en los cuartos pisos de ambos edificios en función de la aceleración máxima registrada en la fundación. Los valores representados, corresponden al promedio de las direcciones horizontales. En la misma figura se muestra la razón entre la máxima aceleración en el cuarto piso y en la fundación. A medida que la intensidad del movimiento aumenta, el efecto de la aislación es más eficaz.



**Figura 11** Razón entre aceleraciones máximas horizontales

La Intensidad de Arias representa la energía del movimiento; por lo tanto un buen indicador de la eficiencia del sistema de aislación es la relación entre la Intensidad de Arias del registro en el cuarto piso del edificio aislado y la fundación o en ambos cuartos pisos. La figura 12 muestra dichas relaciones; para tener un único valor se ha trabajado con la raíz de la suma de los cuadrados de las Intensidades obtenidas en ambas direcciones. Nuevamente se ve que la eficiencia del sistema aumenta con la intensidad del movimiento.



**Figura 12** Razón entre Intensidades de Arias, dirección horizontal

En la figura 13 se muestra las razones entre las aceleraciones verticales máximas del 4º piso aislado respecto del suelo, del 4º piso aislado respecto del 4º piso convencional y del 1º piso aislado respecto del suelo en función de la aceleración máxima vertical del suelo. La amplificación entre el suelo y la losa del primer piso es cercana a dos, mientras que entre ese piso y el cuarto es del orden de 1.5; algo similar a lo que ocurre entre el suelo y el 4º piso convencional. En la figura 14 se grafica las razones de las Intensidades de Arias entre el 4º piso aislado y 4º piso convencional respecto del suelo en función de la Intensidad de Arias del registro del suelo. En ambos edificios ocurren amplificaciones, apreciándose una leve tendencia a disminuir en el caso del edificio aislado a medida que aumenta la Intensidad de Arias del registro del suelo. Para representar estos efectos analíticamente, hay que utilizar modelos que incluyan grados de libertad verticales, lo que se aleja de los procedimientos Standard en análisis sísmico de edificios,

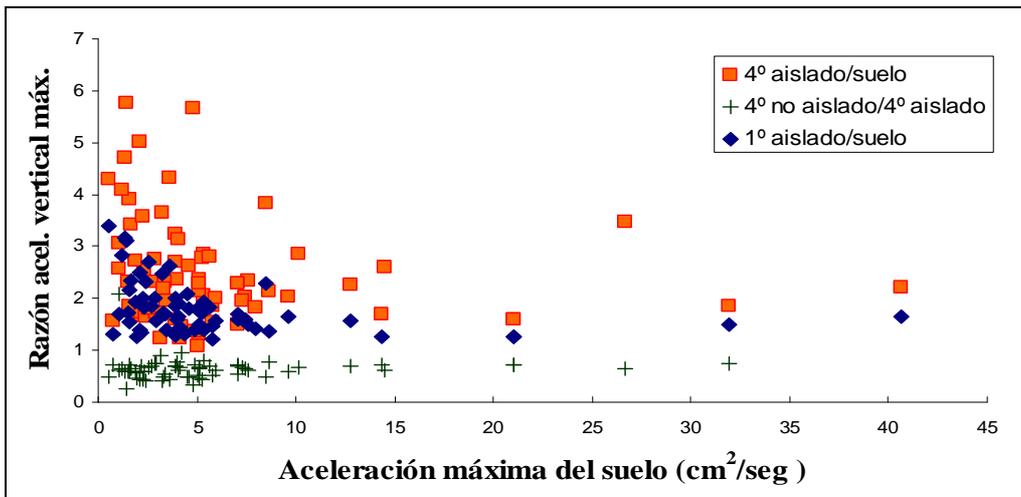


Figura 13 Razón entre aceleraciones máximas verticales

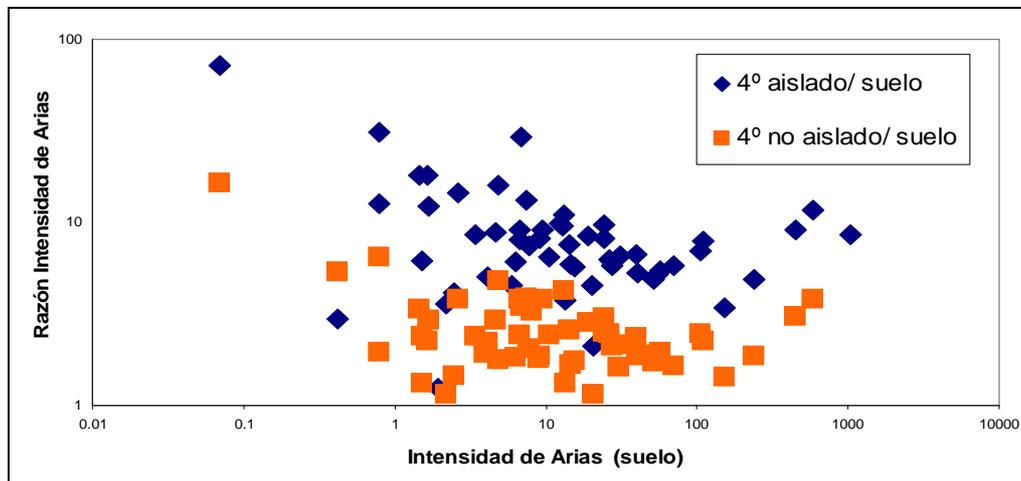
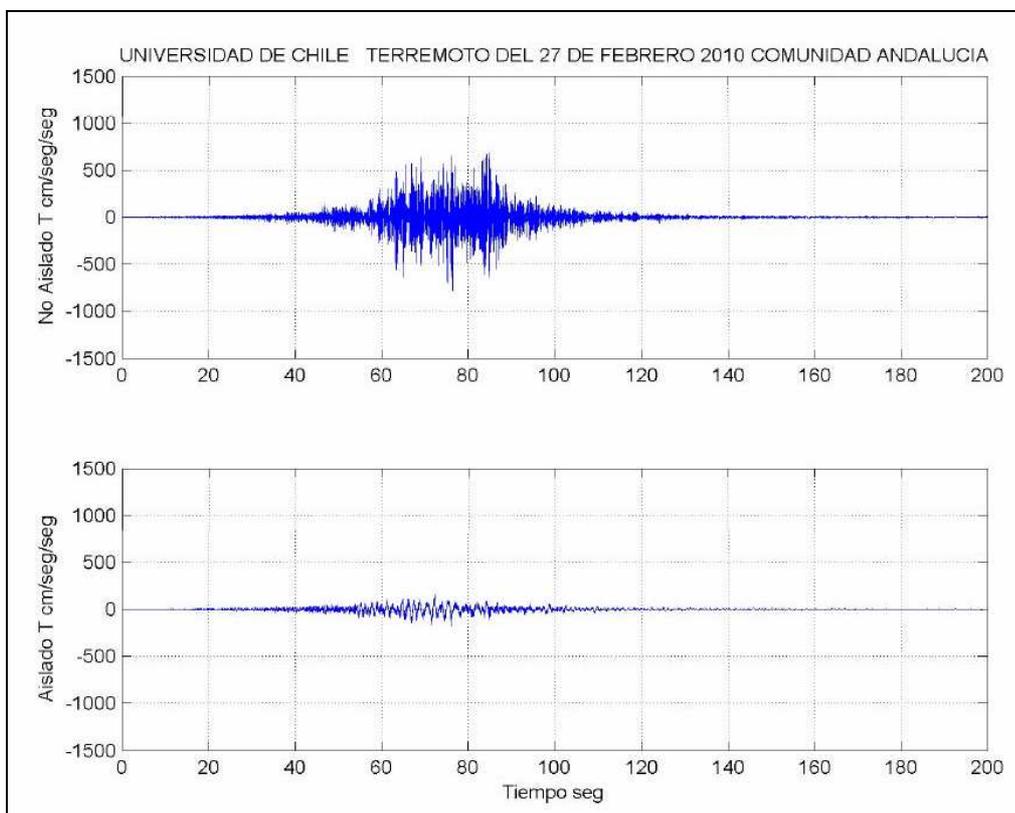
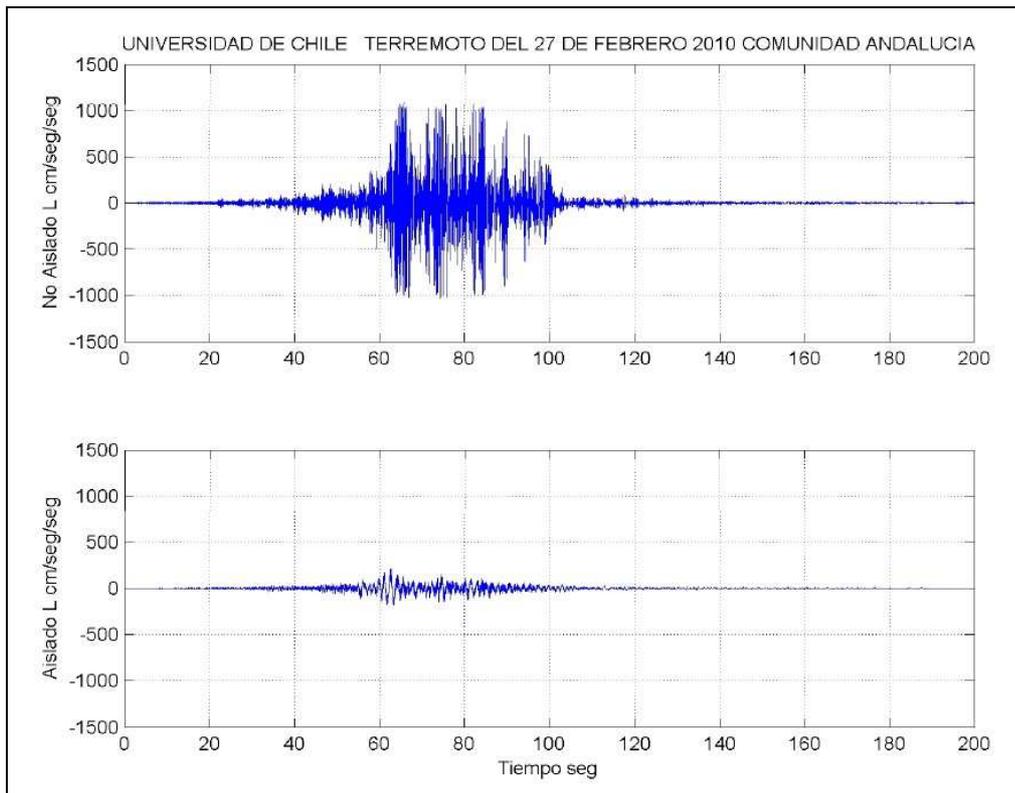


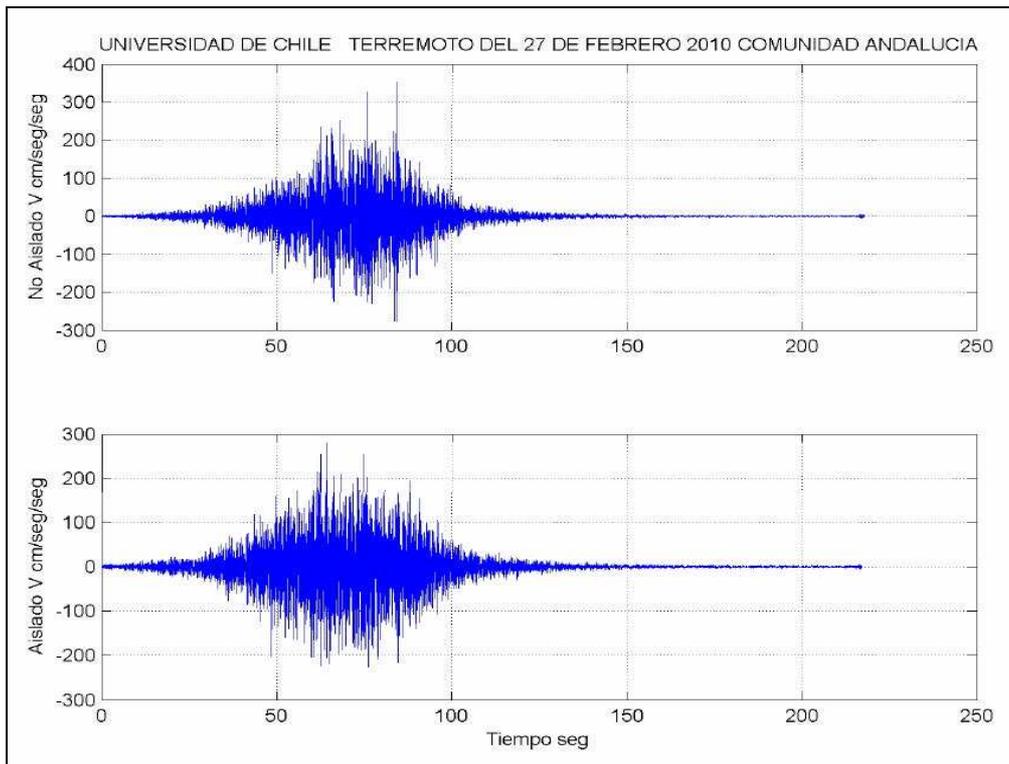
Figura 14 Razón entre Intensidades de Arias, dirección vertical

#### 4.1 Registros 27/2/2010

El 27 de Febrero de 2010 ocurrió un sismo magnitud de Richter 8.8 con epicentro frente a Cobquecura a unos 400 km de la ciudad de Santiago. Dicho sismo provocó daños importantes en Santiago especialmente en varios edificios altos y medianos de hormigón armado, en casas de adobe y albañilería sin reforzar y estructuras viales como pasarelas peatonales y pasos sobre nivel. Los edificios de vivienda social de tres o cuatro pisos tuvieron en general buen comportamiento, al igual que todos los edificios de la Comunidad Andalucía. En Santiago se ha estimado una Intensidad MSK de 6.5 (Astroza et al, 2010)

Los registros obtenidos en el edificio aislado de la Comunidad Andalucía son la única prueba instrumental existente a la fecha sobre el comportamiento de estructuras aisladas, ante un sismo de esa magnitud, construidas en Santiago. En efecto, en la Figura 15 se muestran los registros obtenidos en las direcciones longitudinal, transversal y vertical en el cuarto piso del edificio aislado y sin aislar. Las reducciones en la dirección horizontal son evidentes. En la dirección vertical persiste un aumento menor en el edificio aislado respecto del sin aislar. Las frecuencias predominantes en los registros horizontales varían entre 0.6 a 0.8 Hz.





**Figura 15.** Registros obtenidos en Comunidad Andalucía el 27/2/2010

De acuerdo a testimonios de los ocupantes del edificio aislado, todo se mantuvo en su sitio. Distinto fue la experiencia en las estructuras sin aislar, tal como se observa en la Figura 16, donde, hubo caída de elementos y una pequeña fisura a nivel del 2º piso.





**Figura 16.** Efectos del sismo en edificio no aislado

## 5 CONCLUSIONES

Se ha descrito la experiencia acumulada respecto del diseño, construcción, ensayo y comportamiento del edificio aislado de la Comunidad Andalucía en Santiago, Chile. Gracias a la instrumentación existente se ha podido comparar las aceleraciones registradas en campo libre y en los 4º pisos del edificio aislado y convencional durante un sinnúmero de sismos moderados y especialmente durante el sismo del 27/02/2010. En este último caso, en dirección horizontal en el edificio aislado se registra del orden de un quinto de la aceleración del edificio convencional. En la dirección vertical, aunque existe amplificación, ésta no sobrepasa límites peligrosos. Hay que notar eso sí, que siendo viviendas sociales no se ha podido economizar en estructuras o elementos no-estructurales, por lo que incluir aisladores tiene un costo muy significativo, mayor que otras soluciones que podrían dar el mismo tipo de seguridad.

## REFERENCIAS

- Astroza M., Cabezas F., Moroni M.O., Massone L., Ruiz S., Parra E., Cordero F., Mottadelli A. 2010, Intensidades sísmicas del terremoto del 27 de Febrero de 2010, *Learning from Earthquakes, EERI*.
- Fujita T., 1994, Behavior of base isolated buildings in the 1995 Great Hanshin earthquake and overview of recent activities on seismic isolation in Japan, *Proc. Int. Post-Smirt Conf. Seminar Santiago, Chile*.
- Moroni M.O., Sarrazin M., Boroschek R., 1998, Experiments on a base-isolated building in Santiago, Chile. *Engineering Structures*, Vol 20, N°8, pp 720-725.
- Moroni M.O., Boroschek R., Rojas C., Sarrazin M. 2000, Análisis de registros sísmicos verticales obtenidos en el edificio aislado de la Comunidad Andalucía. *Proc. XXIX Jor. Sud. Ing. Estruct.*, Punta del Este, Uruguay.

## VIVIENDAS ECONÓMICAS DE CONCRETO CON MALLAS ELECTROSOLDADAS

**Adolfo Guillermo Gálvez Villacorta**

ADGAVI y Asociados  
SAC. PERU.

### RESUMEN

La idea fuerza en este tipo de edificaciones es la siguiente: “Se pueden desarrollar viviendas seguras y económicas en concreto armado, si usamos sistemas estructurales en base a muros y estos elementos presentan una densidad adecuada en planta, por ello puede usarse malla electro soldada y concreto de resistencia moderada, sin detalles de refuerzos que encarecen la estructura, podemos también extrapolar estos principios básicos a viviendas económicas y seguras para sectores sociales algo más favorecidos”.

Dadas las características mencionadas, son ideales para la solución del tema de viviendas de interés social, al aplicarlo en forma masiva. Existen experiencias en varias partes del mundo que confirman lo anterior.

Se inició la Investigación determinando espesores y resistencia del concreto, se continuo determinando cuantías de refuerzo en los muros e incidencia en la respuesta histerética de los vanos, posteriormente se ha continuado apreciando la sensibilidad de la respuesta a la curva esfuerzo deformación del refuerzo, el umbral de corte en función de la densidad de muros y el número de pisos o y finalmente se ha concluido determinando el valor de los Factores de Modificación de Respuesta Sísmica para edificaciones de cinco, ocho y doce niveles.

El trabajo de Investigación abarca desde 1998 hasta el 2008 y concluye con la obtención del Premio Graña y Montero a la mejor Investigación en Ingeniería del Perú del 2010.

### ABSTRACT

The main idea in this type of buildings is as follows: “Safe and economic housings are developed in reinforced concrete, if we use structural systems based on walls and these elements present a correct density on surface, that’s why electro welded mesh and concrete of moderated resistance can be used, without details of reinforcements that make the structure to become expensive, we can also extrapolate these basic principles to safe and economic housings for some selected social sectors.”

According to the mentioned characteristics, they are ideal to solve the issue of housing of social interest, applied in massive form. There are experiences in many parts of the world which confirm the previous arguments.

The research begins in 1998 finding strength and wall thickness, after that went over reinforcement amount and the incidence of wall openings on displacement response, also the sensitive to stress strain properties of constitutive materials and wall density, the final research cover the topic of Seismic Response Modification Factors for five, eight and twelve story

building.

Research spans from 1998 until 2008, and won the “Graña y Montero – 2010” award for best research in Peru.

## 1 INTRODUCCIÓN

El Perú es un país ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico, por ello es afectado de forma recurrente por eventos sísmicos.

Esta investigación busca que se desarrollen viviendas seguras, económicas orientadas a ser industrializadas, parcial o totalmente, usando de preferencia insumos de origen nacional.

En el año de 1998, luego del fenómeno del Niño, en la ciudad de Ica debía de realizarse un proceso de apoyo a la población de menores recursos, para reemplazar las viviendas que habían sido perdidas o dañadas por las inundaciones. Teniendo en cuenta que el nivel de pobreza de los beneficiados no les permitía comprar una vivienda, por lo que debería recurrirse a la autoconstrucción, con una supervisión técnica mínima y dado que el sistema constructivo tradicional (léase albañilería confinada), si bien cumplía con los niveles de seguridad esperados, lamentablemente era muy sensible a la mala calidad de la mano de obra y los plazos de ejecución significaban una espera muy dolorosa para los damnificados. De acuerdo a esta realidad se decidió realizar una investigación para el desarrollo de viviendas sociales, cuyo material fuera el concreto armado, estructuradas en base a muros, con una densidad que garantizara una adecuada respuesta estructural.

Este trabajo de investigación, se desarrollaría por etapas, iniciándose en viviendas unifamiliares y de interés social, para extenderse posteriormente a viviendas multifamiliares.

Se planteó entonces la siguiente hipótesis:

“Las viviendas de concreto armado estructuradas en base a muros y reforzadas con malla electro soldada, implican procesos constructivos mas eficientes, que en el caso de las de interés social unifamiliares permiten la autoconstrucción de refugios básicos o la oferta por el sector privado de viviendas económicas y en las multifamiliares significa un ahorro sensible generado por la velocidad del proceso constructivo, todo esto garantizando niveles adecuados de seguridad estructural frente a los sismos que se presentan en nuestro país.”

Las etapas han requerido de varios años de trabajo, desde sus inicios en viviendas unifamiliares con un nivel y de interés social entre 1998 y 1999, continuando con viviendas de dos niveles entre 1999 y 2000, posteriormente su extensión a multifamiliares entre el 2000 y 2001. En el 2002 se inician los llamados Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada, que no son otra cosa que la extensión a viviendas para el mercado inmobiliario, de lo desarrollado hasta ese momento.

Posteriormente la investigación se concentra en la aplicación para edificaciones multifamiliares de más de 05 niveles, buscando disipar inquietudes de su respuesta ante demandas sísmicas, culminando en el año 2008 con la determinación de los Parámetros de Modificación de Respuesta Sísmica, que seguía la metodología del ATC – 63 de USA. (ATC-63, 2004).

## 2 METODOLOGÍA EMPLEADA

Dada la naturaleza de la investigación, se decidió seguir el siguiente protocolo:

1. Usando procedimientos de Elementos Finitos, desarrollar prototipos virtuales, es decir modelos matemáticos que permitieran estimar la respuesta estructural ante demandas sísmicas.
2. Con el fin de validar los modelos virtuales, se construirían prototipos reales, para ser ensayados en los Laboratorios de Ensayos de Estructuras del CISMID de la UNI.
3. Finalmente se debería de seguir lineamientos usados en países mas adelantados, para la determinación de los Parámetros de Modificación de la Respuesta Estructural que se requieren, a fin de poder aplicar nuestra Norma E.030, que forma parte del Reglamento Nacional de Edificaciones.

En el CISMID de la UNI se realizaron diversos ensayos, en varias etapas:

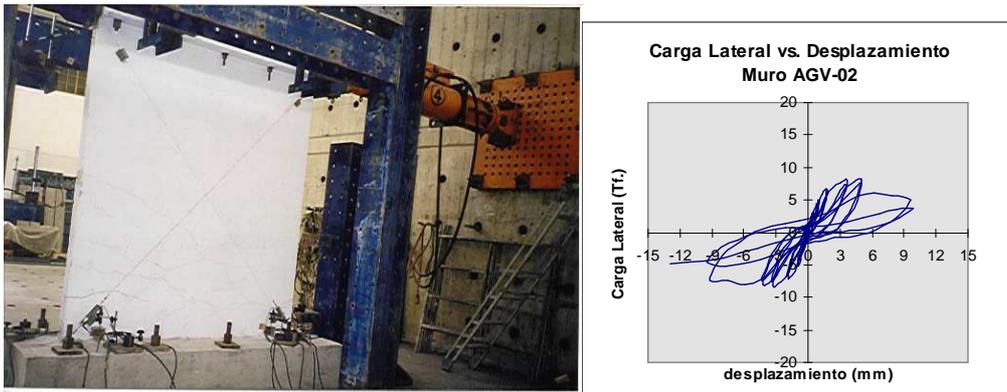


Figura 1 Sistema AGV: Ensayo Cíclico Muros.

El objetivo de era confirmar que un espesor de 10 centímetros era adecuado desde el punto de vista de estabilidad y además apreciar las diferencias de las curvas histeréticas a diferentes valores de la resistencia en compresión del concreto, la que se varió desde  $50\text{kg/cm}^2$  hasta  $135\text{kg/cm}^2$ . Finalmente se optó por una resistencia de  $100\text{kg/cm}^2$ .

Se ensayaron cuatro muros y una vivienda de un nivel a escala natural, (Gálvez, 1998).

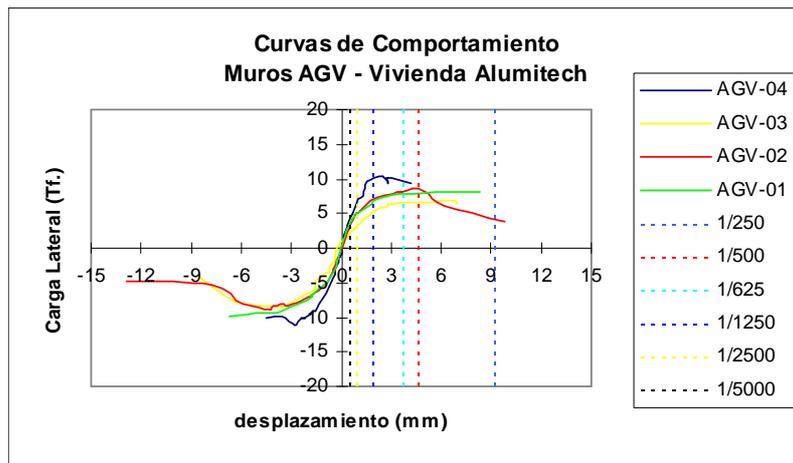
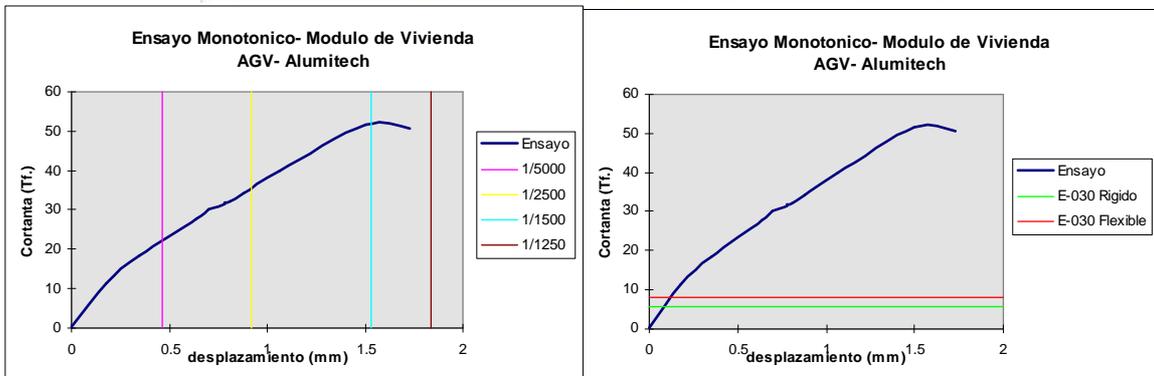
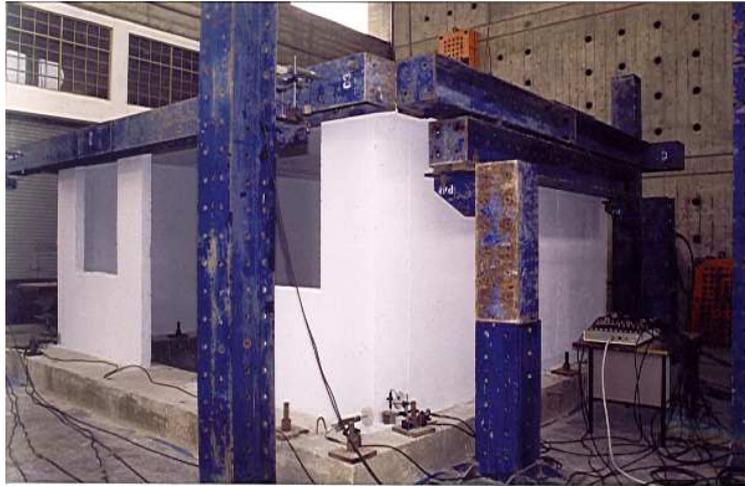


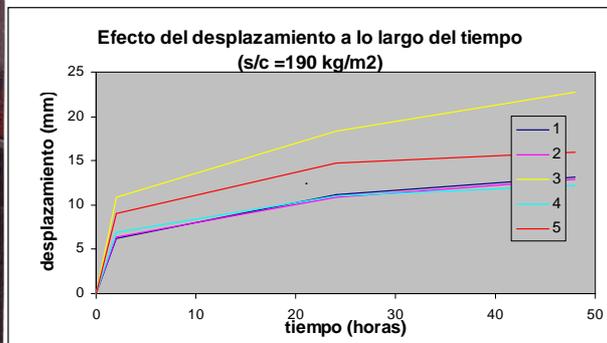
Figura 2 Curvas de Comportamiento, Muros AGV



**Figura 3** Ensayo Monotónico Módulo Vivienda a escala natural.

En esta etapa se pudo confirmar que cuantías menores a 0.0025 y concretos con resistencias del orden de los 100 kg/cm<sup>2</sup> tenían comportamientos SORPRENDENTES, que de acuerdo a lo observado en el ensayo, significaba que el espécimen tenía una capacidad a las fuerzas laterales, superior a 8.88 veces lo que el reglamento exigía en suelo rígido y 6.34 veces en un suelo flexible, situación muy común en los asentamientos humanos de la costa peruana, (Farrar, 1991, 1993 y Duffey, 1994 ).

La estabilidad estructural ante cargas verticales y la unión techo - muros delgados, también fue evaluada, obteniéndose resultados satisfactorios:



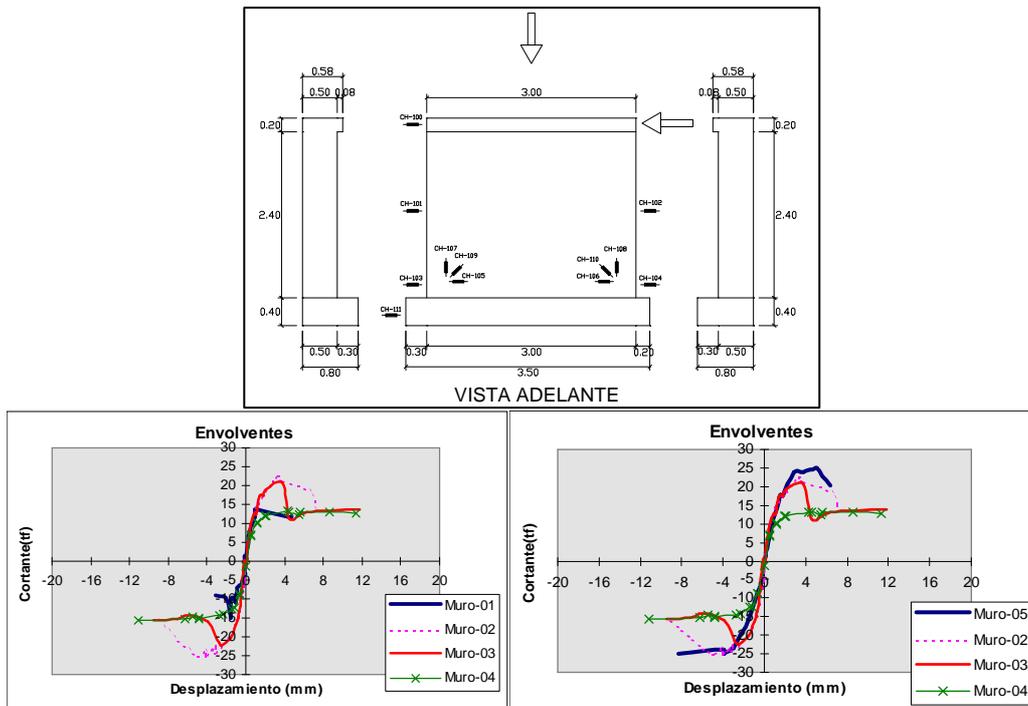
**Figura 4** Efecto del desplazamiento a lo largo del tiempo.

Luego de un tiempo (1999), con apoyo del Banco de Materiales, se planificó una nueva

etapa de ensayos, tanto en muros cuanto en una vivienda de interés social de dos niveles, a escala natural.

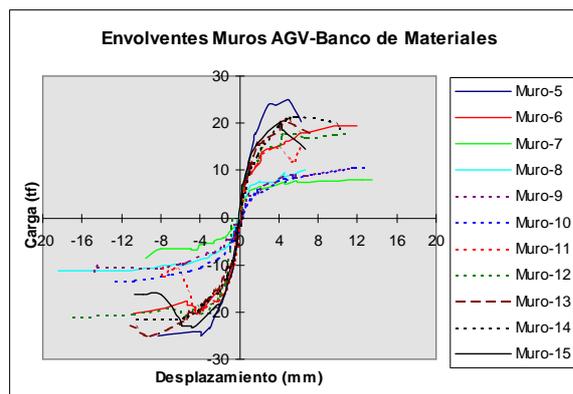
**Ensayos de Muros: Cíclico de 14 Muros con Aberturas y Cuantías Variables.**

En este grupo de ensayos se estudiaron dos variables: La cuantía del muro y el área efectiva del muro, a continuación mostramos la geometría del espécimen y los resultados de las curvas de capacidad por cuantía:



**Figura 5** Geometría y curvas de capacidad por cuantía.

Mientras que los resultados por área efectiva están en lo que sigue:



**Figura 6** Resultados por área efectiva.

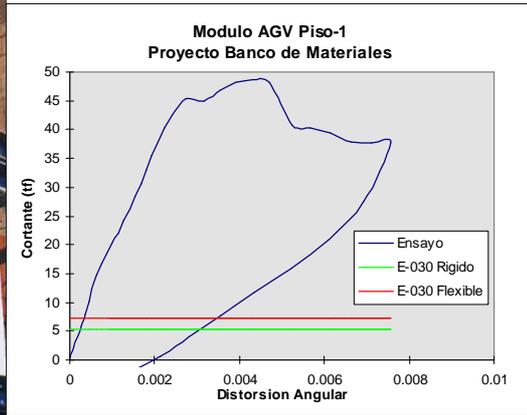
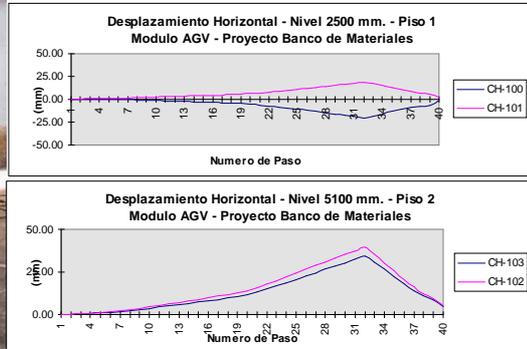


Figura 7 Ensayo de vivienda dos



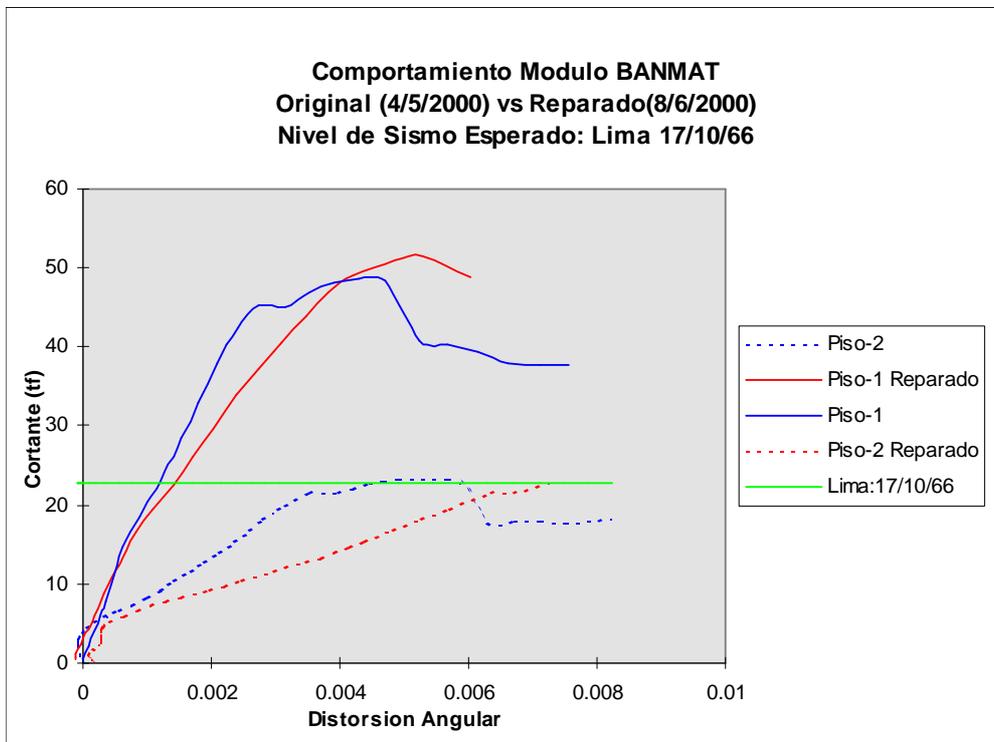
pisos, escala natural: Monotónico.

Transcribimos una parte de las conclusiones del Dr. Zavala, del CISMID, en la interpretación de los resultados del ensayo que se le había encargado:

“Si consideramos que el sistema es no convencional o no normado por las normas de diseño sismorresistente E-030, se debe de proponer un valor máximo de distorsión basado en los experimentos realizados. En la Figura 44 se gráfica el nivel de cortante requerido por la norma técnica E-030 del Reglamento Nacional de Construcción, para el diseño sismorresistente de edificaciones. En el ítem 6.5 se presenta una estimación del nivel de corte basal requerido por la estructura considerando un factor  $R=5$ . Podemos leer que para el nivel requerido por a norma, el módulo se encontraba dentro del rango elástico de comportamiento, tanto para el caso de suelo flexible, como para el caso de suelo rígido, estado elástico que se mantiene hasta una distorsión aproximada de 1/500. En conclusión el espécimen cumple con los niveles requeridos por la norma. Sin embargo de la historia de agrietamientos puede interpretarse que el agrietamiento en zonas las esquinas de los alféizares se inicia en los primeros pasos con carga de 5tf, para una distorsión aproximada de 1/3500 y la concentración de esfuerzos en los talones esquineros del espécimen inician el deterioro de los mismos para un corte en la base de 7.82 Tf y una distorsión aproximada de 1/2700. Si comparamos el nivel de carga requerido identificaremos que para un suelo rígido y bajo un sismo severo el modulo presentaría agrietamientos en las esquinas de los alféizares, lo que puede ser evitado si estos se aíslan. Por otro lado en condiciones de suelo flexible existirían grietas en los talones no considerables. En ambos casos el modulo cumple con la filosofía del diseño sismorresistente (NT-030, ítem 1.2).”

El siguiente paso, ante tan buen desempeño, son los multifamiliares.  
**Ensayo de Vivienda REPARADA de Dos Pisos Escala Natural: Monotónico.**

La vivienda de dos niveles, fue reparada con procedimientos de inyección epóxica y nuevamente se realizó el ensayo, para evaluar su respuesta luego de la reparación y asociar el costo de reparación al costo de la estructura.



**Figura 8** Ensayo de vivienda reparada de dos pisos, escala natural.  
*Vivienda Multifamiliar.*

Se ha realizado el Modelaje por Elementos Finitos, Análisis y Diseño Estructural de 03 Módulos de Vivienda Tipo, Multifamiliares. La estructuración se ha efectuado en base a placas delgadas de concreto de baja resistencia, techos de losas y/o aligerados con ladrillos de poliestireno expandido. Se ha estudiado el comportamiento estático y dinámico, para diversos tipos de suelos, abarcando desde suelos malos hasta suelos buenos, indicándose en cada caso la cimentación adecuada. La armadura determinada es la mínima que los reglamentos permiten, con algunas varillas adicionales alrededor de los vanos y en los extremos de las placas. El concreto funcionaría adecuadamente hasta para una resistencia de 100 kg/cm<sup>2</sup>. Las estructuras presentan una Confiabilidad, expresada en el Índice de Confiabilidad  $\beta$ , superior a las exigidas por las Normas del ACI. Las Estructuras presentan una fragilidad adecuada frente al RIESGO de una sollicitación sísmica severa. (Fintel, 1991).

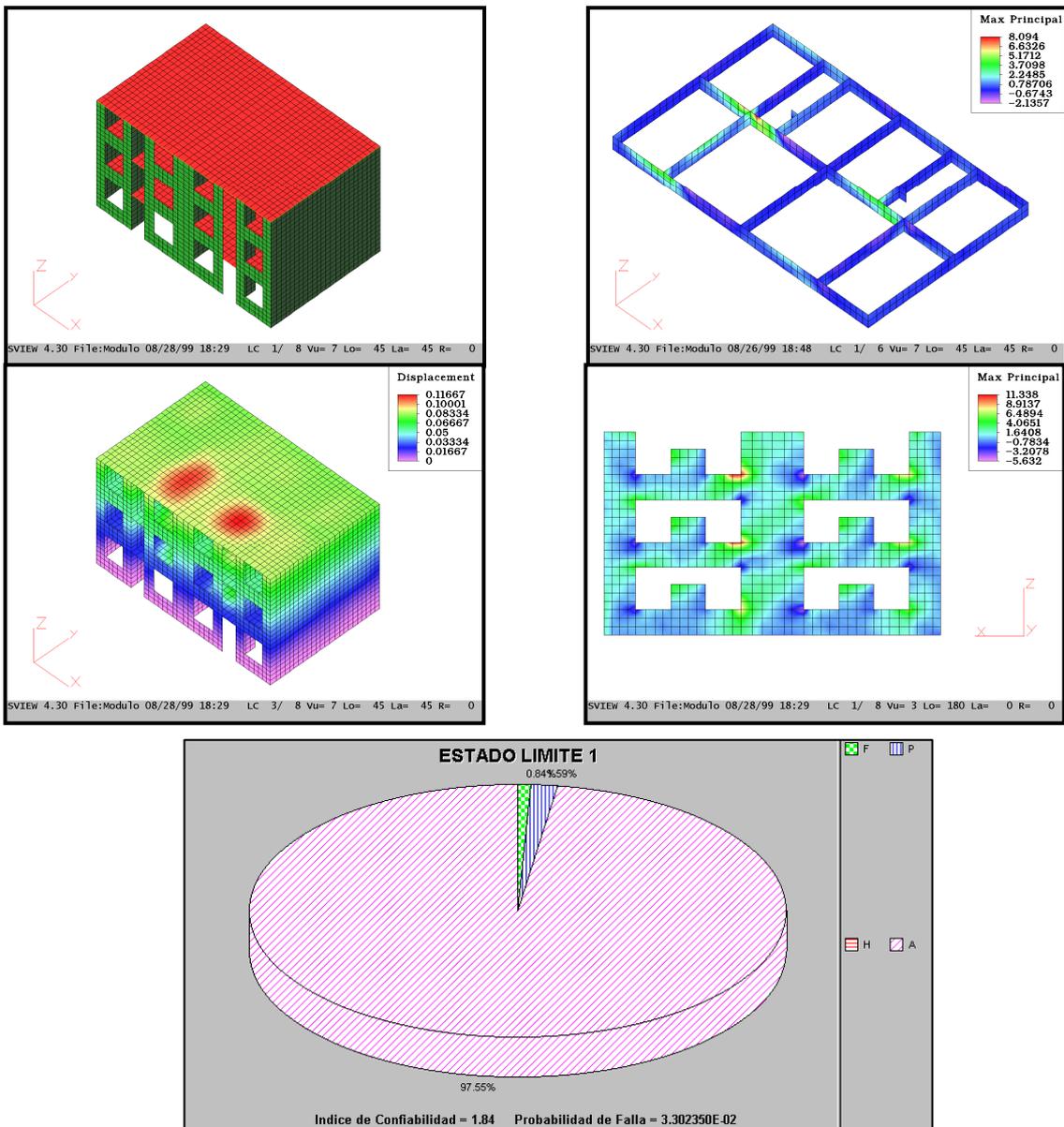


Figura 9 Módulos de vivienda tipo Multifamiliares.

**Módulo Vivienda Básico Espesores Reducidos de 0.05 metros:**

Acorde con los planes de asistencia de interés social, hemos desarrollado un Módulo Mínimo de Vivienda, compuesto por un solo ambiente de 15.5 m<sup>2</sup> de área techada. Este ambiente esta concebido a ser cobijo de las personas en extrema pobreza, cuando no puedan tomar un crédito de mayor monto para construir un Módulo Básico de Vivienda. Se ha desarrollado una optimización de costos en base a criterios estructurales ya probados anteriormente en diversos Programas de Investigación y Desarrollo que hemos efectuado. Como resultado se ha estructurado un modulo en base a placas delgadas de concreto armado de moderada resistencia, los techos son de losas macizas delgadas y las cimentaciones en base a plateas armadas. Este Módulo Mínimo de Vivienda brindará cobijo y seguridad a sus usuarios, mejorando su calidad de vida con respecto a las esteras y plásticos. La seguridad frente a los sismos está garantizada.

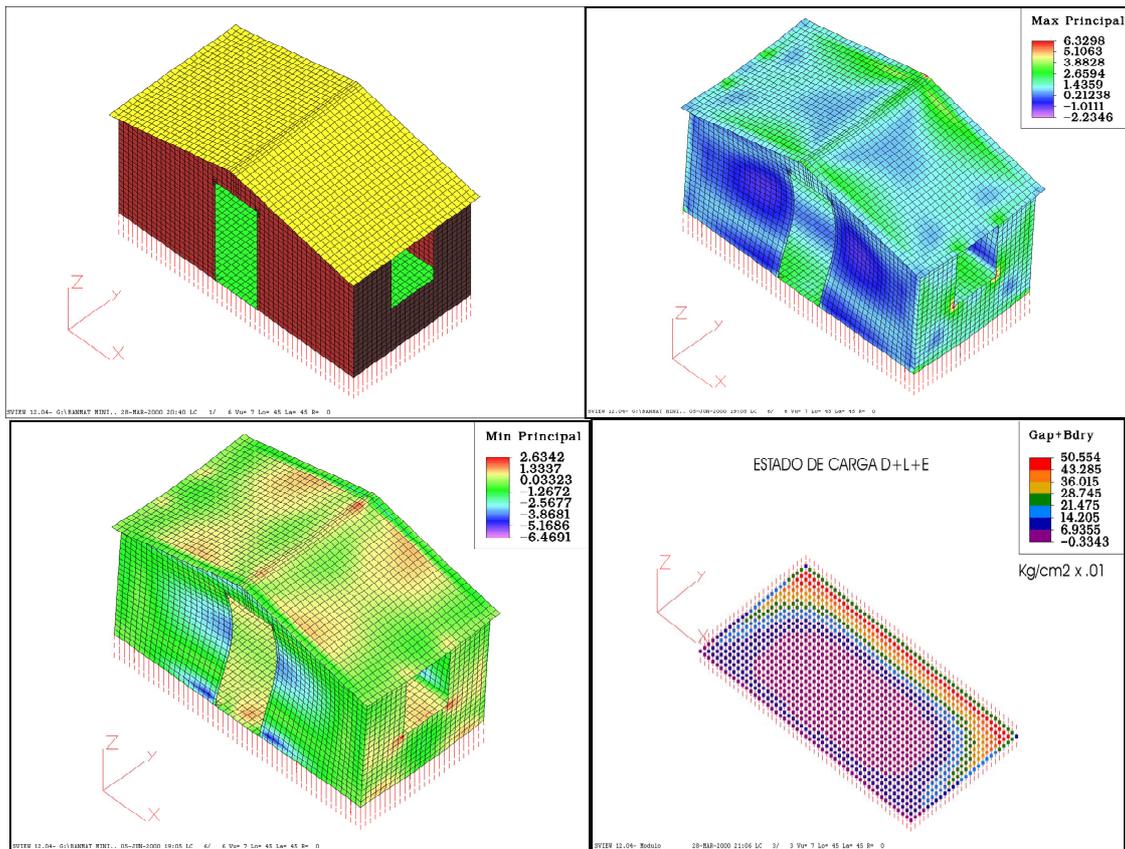


Figura 9 Módulo mínimo de vivienda.

**SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA:**

Luego de un tiempo, entre el año 2001 y 2004, se realizaron a lo largo y ancho del país presentaciones sobre las viviendas económicas y debido a nuestra actividad empresarial, desarrollamos proyectos inmobiliarios, orientados a Mi Vivienda, que tuvieron gran éxito. Diferentes actores del sector privado imitaron dichos desarrollos, aunque empezaron a distorsionar su base fundamental, al diseñar edificios que ya no eran regulares en altura y apareció la denominada losa de transferencia, que implicaba un piso blando. (Gálvez, 2006).

Esto originó que en el año 2006 se hicieran adendas a las Normas E.030 y E.060, que a nuestro entender metían en un solo saco a los edificios ideados por nosotros (regulares en altura) con los que presentaban irregularidades estructurales. La mayor discrepancia se centraba en si era o no posible el uso de malla electro soldada como refuerzo del muro, por las

características que poseía su curva esfuerzo - deformación, en comparación con las barras comunes de acero de refuerzo. En esas circunstancias ante una convocatoria de la PUCP (2007), se realiza una mesa redonda, en la que estuvo invitado el Profesor Klingner y en mesa se planteó que la forma adecuada de tomar una decisión, era mediante la metodología del ATC – 63. (Gálvez y otros, 2006).

Como resultado de esto, nos embarcamos en un trabajo de investigación, que es el meollo del presente informe, que nos demoró un año, finalmente lo presentamos y difundimos (también con el auspicio de la PUCP) e mediados del 2008, con una propuesta para los valores de "R" y los factores de amplificación de desplazamientos, para estos sistemas, cuyo contenido en forma sucinta se expone a continuación.

El Factor de Reducción de Respuesta Sísmica, "R", es conceptualmente desarrollado como un medio para tomar en cuenta dos aspectos de la respuesta estructural ante demandas sísmicas: Primeramente su capacidad para disipar energía, al incursionar en el rango inelástico y en segundo termino la sobre resistencia inherente de los sistemas estructurales y sus materiales constitutivos. (Varela, 2003).

El mencionado Factor ha venido siendo determinado en base a tres fuentes: La observación del desempeño estructural ante sismos pasados; por procedimientos técnicos en base a ciertos principios y por criterios planteados por experimentados investigadores en el tema. Los Sistemas Estructurales con Muros de Ductilidad Limitada (SMDL), toman importancia en nuestro medio, como una consecuencia del gran crecimiento del sector inmobiliario, a principios de la presente década. Su uso extensivo ha generado inquietudes en las autoridades pertinentes, quienes han legislado limitando el uso de ciertos materiales constitutivos (mallas electro soldadas) a un cierto número de niveles, a ciertas regiones de la estructura y condicionando la necesidad de usar confinamientos en los bordes de los muros estructurales a criterios derivados de respuestas controladas por desplazamientos. El presente informe tiene por objetivo, siguiendo la metodología planteada por el ATC 63, determinar que valor del Factor R podría ser usado cuando las estructuras de muros portantes cumplan con ciertas condiciones: continuidad de los muros, densidades de muros adecuadas, uso de refuerzo en base a barras corrugadas en los extremos y de malla electro soldada en el alma, tanto vertical como horizontal. El procedimiento usado se sustenta en evaluar la demanda de la deformación global de las estructuras, como una función del valor de R. Las capacidades de los muros de SMDL se sustentan en ensayos casi estáticos con ciclos alternos de desplazamiento. Simulaciones de respuesta no lineales se han llevado a cabo, con comportamientos histeréticos de carga – desplazamiento desarrollados a partir de los ensayos antes mencionados, usando además las curvas esfuerzo deformación de los materiales constitutivos; la demanda sísmica se obtiene de un grupo de registros sísmicos, para suelos duros, que incluyen entre otros, a los que se usaron para desarrollar el Espectro de Diseño de nuestra Norma E.030. Este estudio ha sido financiado por la empresa PRODAC SA y se enmarca dentro de un esfuerzo continuo en la Investigación y el Desarrollo de Sistemas Estructurales reforzados con mallas electro soldadas, aplicados a viviendas económicas, que se inicio en el año 1998. Centros de Investigación en el CISMID de la UNI y en la PUCP, con destacados profesionales, han contribuido en forma directa o indirecta a generar una parte importante de la información que ha permitido desarrollar el presente informe al llevar adelante los ensayos encargados y proporcionar las interpretaciones sobre los temas solicitados que han permitido ratificar la hipótesis planteada en 1998. (Gálvez, 2007).

El presente trabajo es aplicable a sistemas estructurales que usan los denominados muros de ductilidad limitada, de acuerdo a lo indicado en el artículo 12 de la Norma E.030 y en la adenda respectiva.

Las estructuras consideradas tienen las siguientes características:

- Su sistema estructural es el de muros portantes.

- Un alto porcentaje de los muros son continuos en toda la elevación de la estructura, de acuerdo a lo planteado por Gálvez y otros (2006).
- La densidad de muros en el eje débil, es mayor o igual a 2.5% para edificaciones de cinco hasta ocho niveles y de 3% o mayor para edificaciones hasta doce niveles.
- Los muros tienen espesores de 100 mm o superiores.
- El refuerzo se distribuye del siguiente modo: Barras corrugadas (ASTM A615, ASTM A706) se usan en los extremos; malla electro soldada (ASTM A497) se usa como refuerzo vertical y horizontal en el alma del muro.
- El criterio seguido para el confinamiento en los bordes del muro es el de resistencia (se confina si los esfuerzos en compresión última exceden el  $0.2f_c$ ), pues el criterio en base a desplazamientos de la adenda en la Norma E.060, presenta incongruencias, San Bartolomé (agosto 2006).
- La altura de entrepiso es aproximadamente 2500 mm.
- Las luces en los diafragmas rígidos que generan los techos, son no mayores a los 4500 mm.
- Los muros tienen un débil acoplamiento entre ellos, aportado por las losas de piso.

El desarrollo inmobiliario del país, puede interpretarse como una consecuencia directa del uso de estas edificaciones, tal como se apreciará posteriormente de la estadística de viviendas en concreto armado que tiene el INEI.

En el 2006, a consecuencia de un cambio en la Norma E.060, se realizo un trabajo, por un grupo de colegas en el CISMID, que tuvo como principal aporte reconocer los niveles de capacidad al corte en los SMDL.(Greinfenhagen, 2006):

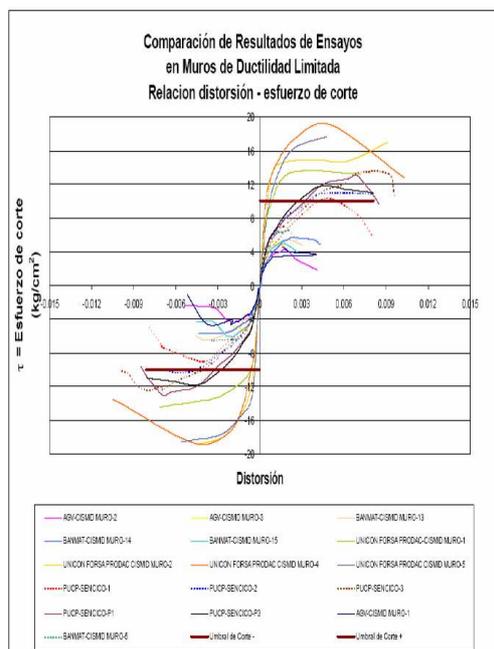
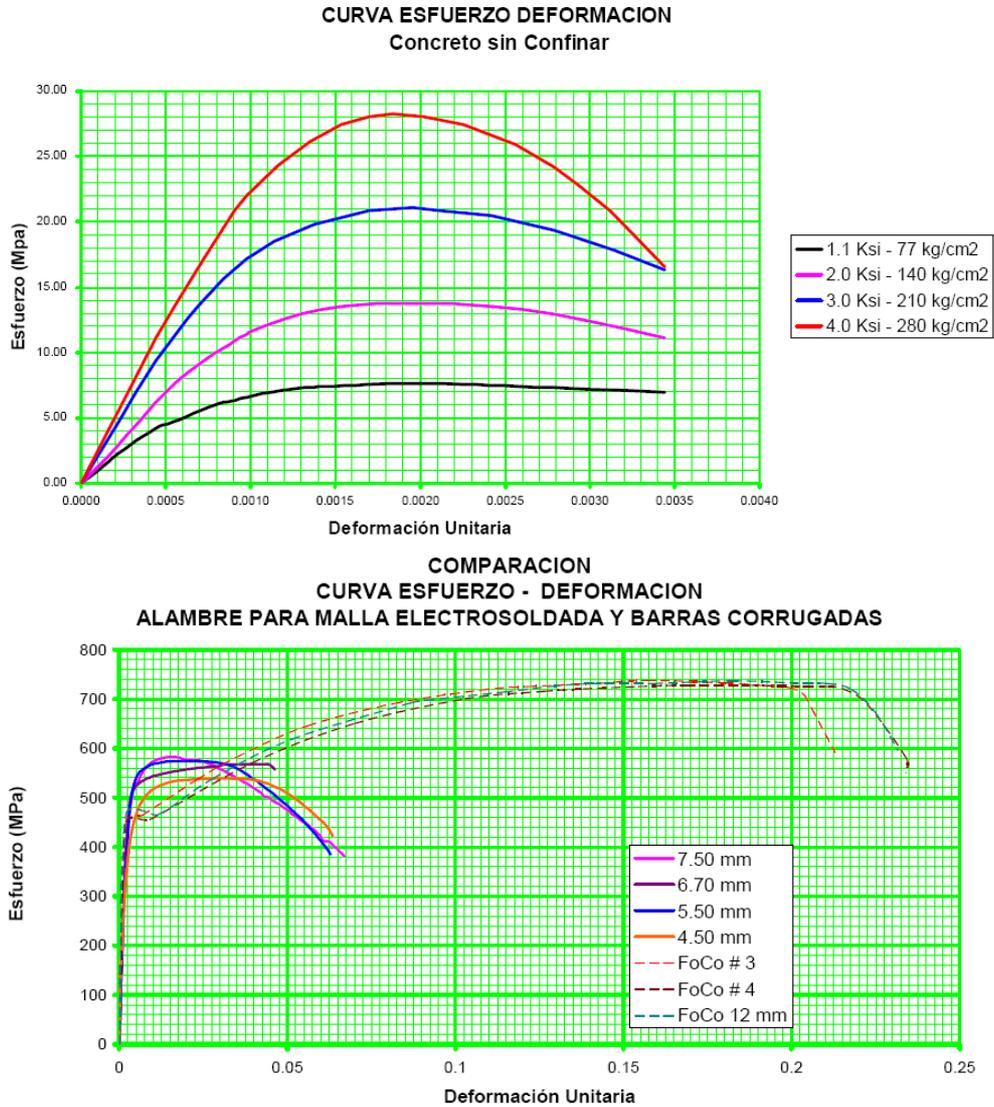


Figura 10 Niveles de capacidad al corte en los SMDL. Galvez *et al.* (2006)

### 3 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

**Materiales constitutivos, Concreto y Acero de refuerzo:**

Los modelos matemáticos usarán las siguientes curvas esfuerzo - deformación:



**Figura 11** Curvas Esfuerzo Deformación.

**Respuesta por Flexión y Corte:**

El modelo considera dos secciones críticas, en la base y en la corona del muro, la flexibilidad del elemento se considera que sigue una distribución lineal entre estas dos secciones a lo largo de la altura del elemento, tal como se muestra en la figura que sigue (Kangning, 2007):

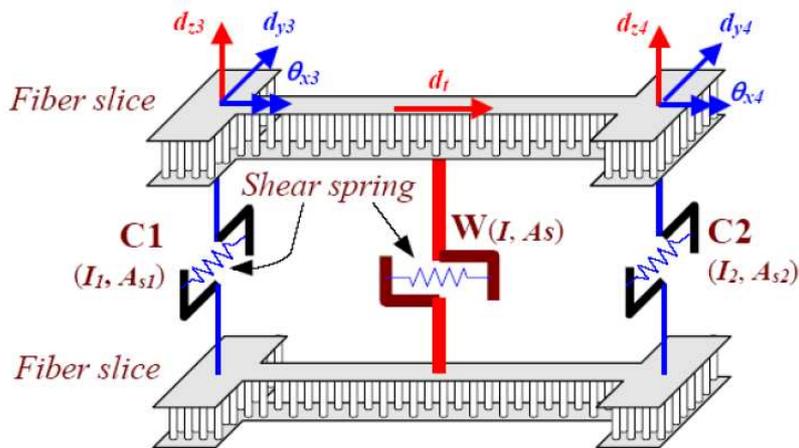


Figura 12 Respuesta por flexión y corte.

Los modelos histeréticos a usarse, tienen una envolvente que se muestra a continuación:

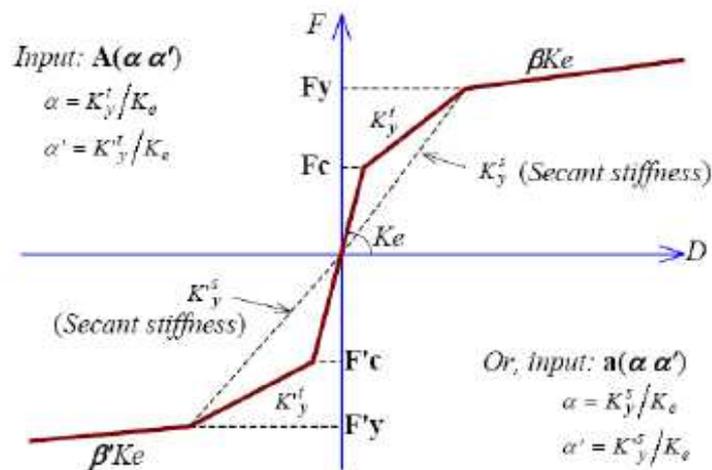


Fig. 6-1 Trilinear Skeleton Curve of Hysteresis Model

Figura 13 Modelos histeréticos.

**PARAMETROS DE MODIFICACION DE RESPUESTA SISMICA**

De acuerdo a la metodología del ATC – 63 debemos de evaluar la probabilidad de colapso (distorsión de entrepiso 0,01 o superior), de las estructuras arquetípicas que se están considerando:

### Estructura arquetípica de 5 niveles

A continuación se muestra la relación entre el Factor de Modificación de Respuesta Sísmica,  $R$ , y la Distorsión Global. Un valor de 4 es adecuado.

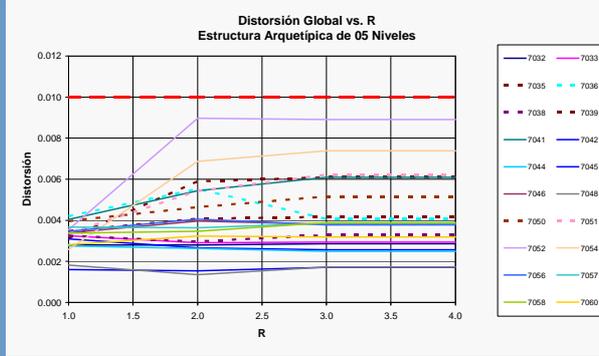


Figura 14 Estructura arquetípica de 5 niveles.

### Estructura arquetípica de 8 niveles

A continuación se muestra la relación entre el Factor de Modificación de Respuesta Sísmica,  $R$ , y la Distorsión Global. Un valor de 4 es adecuado.

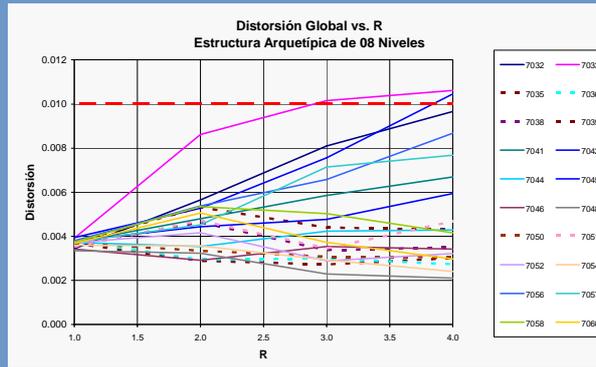


Figura 15 Estructura arquetípica de 8 niveles.

### Estructura arquetípica de 12 niveles

A continuación se muestra la relación entre el Factor de Modificación de Respuesta Sísmica,  $R$ , y la Distorsión Global. Un valor de 4 es adecuado.

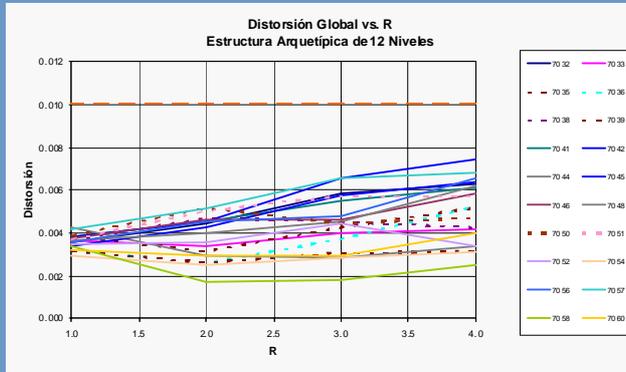


Figura 16 Estructura arquetípica de 12 niveles.

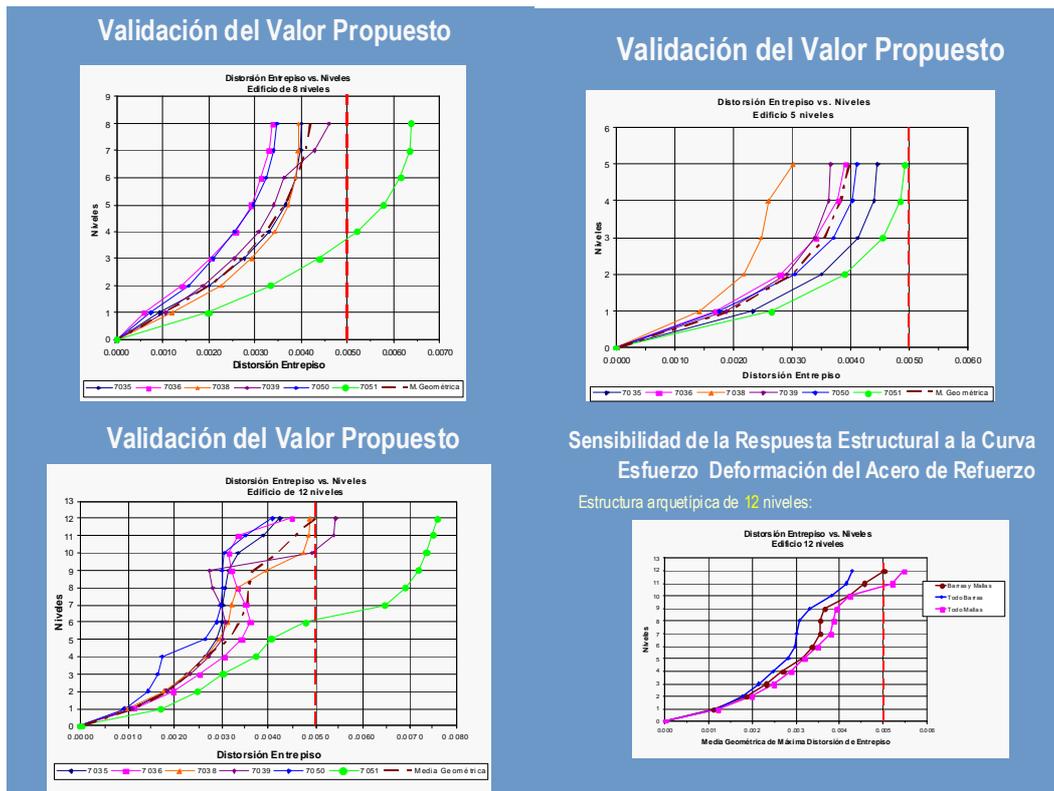


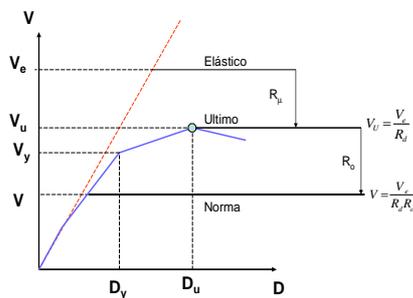
Figura 17 Validación del valor propuesto.

### Parámetros de Modificación de Respuesta Por Análisis No Lineales Tiempo Historia

- Actualmente la tendencia es a considerar que el valor de  $R$  es el producto de dos factores. El primero debido a la ductilidad,  $R_\mu$  y el segundo debido a la sobre resistencia estructural,  $R_o$  :

$$R = R_\mu R_o$$

#### CONCEPTO DE R



Procesando a un nivel correspondiente al Sismo de Diseño, de las respuestas de las Estructuras Arquétipicas, podemos apreciar que los Parámetros de Modificación de Respuesta Sísmica, podrían ser los siguientes:

N° Pisos	$R_\mu$	$R_o$	R
5 Pisos	3.22	1.55	5.00
8 Pisos	3.94	1.12	4.41
12 Pisos	3.05	1.51	4.61

Figura 18 Parámetros de modificación de respuesta por Análisis no lineales tiempo historia.

## EJEMPLO DE APLICACION

- Edificio de 05 niveles
- Sistema con Muros Estructurales
- Espesores de Muro de 10 cm.
- Barras Corrugadas en los extremos y Mallas Electro soldadas en el alma del muro
- Lima, Vivienda, Suelo  $S_1$
- Diseño agosto 2004 (antes de adendas )



04/11/2005

Figura 19.a. Ejemplo de aplicación.

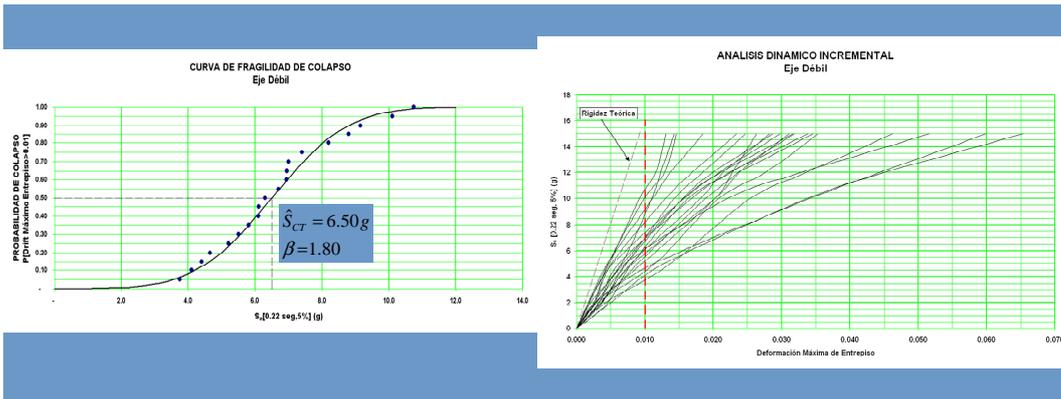


Figura 19.b. Análisis Dinámico incremental y Curva de Fragilidad.

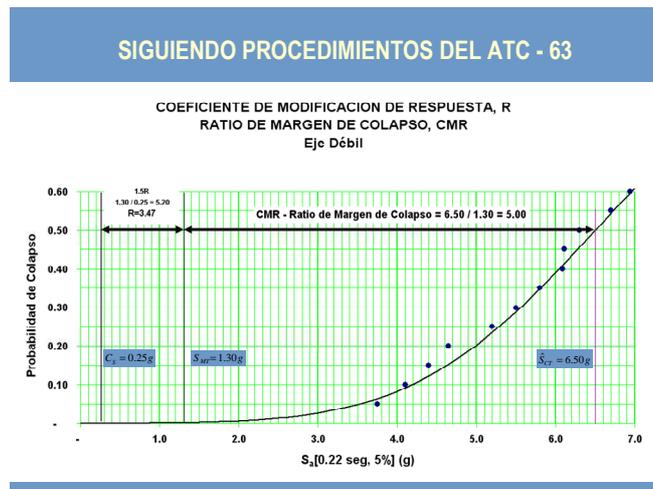


Figura 19.c. Procedimientos del ATC -63.



Figura 19.d. Respuesta a sismos directos.

#### 4 RESULTADOS

- Para viviendas unifamiliares económicas de hasta tres pisos, con estructuras en base a muros de concreto armado, regulares, sin piso blando, sería aplicable lo siguiente:
  - Muros con espesores desde 0.05 metros hasta 0.10 metros. Densidades de muros iguales o superiores a 2%.
  - Concreto de 100 kg/cm<sup>2</sup>, con asentamientos superiores a 10" y que podría ser conveniente que usen fibras de polipropileno como refuerzo para disminuir las grietas por contracción.
  - Acero de refuerzo, en base a una sola capa de malla electrosoldada, con cuantías inferiores a 0.0012; no se requiere confinamiento en los bordes de los muros.
  - La cimentación, sobre suelos arenosos, puede darse por medio de una platea de espesor de 0.10 metros, requiriéndose en casos excepcionales una platea de 0.15 metros de espesor.
  - En nuevos soles del año 2000, los costos por m<sup>2</sup> de casco habitable con instalaciones eléctricas y sanitarias mínimas, estaban en el orden siguiente:
    - Módulo Refugio de 15.5 m<sup>2</sup>: S/. 130.
    - Vivienda de 30 m<sup>2</sup>, con proyección a segundo piso: S/. 200.
    - Vivienda de 45 m<sup>2</sup>, preparada para tres pisos: S/. 225
    - La reparación luego de un sismo severo estaría en el rango de 6 a 8% del valor del casco.
- Para viviendas multifamiliares económicas, de hasta cinco pisos, con sistemas estructurales similares a las unifamiliares, sería aplicable lo siguiente:

- Muros con espesores entre 0.08 y 0.10 metros. Densidades de muros iguales o superiores a 0.5% veces el número de niveles.
- Concreto de  $150 \text{ kg/cm}^2$ , con asentamientos superiores a 10" y que podría ser conveniente que usen fibras de polipropileno como refuerzo para disminuir las grietas por contracción.
- Acero de refuerzo, en base a una sola capa de malla electrosoldada, con cuantías inferiores a 0.0012; no se requiere confinamiento en los bordes de los muros. Concentración de barras dúctiles, en los extremos de ciertos muros, en las intersecciones de muros y alrededor de vanos que no se hayan aislado por temas arquitectónicos.
- La cimentación, sobre suelos arenosos, puede darse por medio de una platea de espesor de 0.12 metros, requiriéndose en casos excepcionales una platea de 0.17 metros de espesor.
- En soles del año 2000, los costos por  $\text{m}^2$  de acabados normales con instalaciones eléctricas y sanitarias comunes, estaban en el orden de S/. 350.
- Para viviendas multifamiliares normales, de hasta 12 pisos sería aplicable lo siguiente:
  - Su sistema estructural es el de muros portantes.
  - Un alto porcentaje de los muros son continuos en toda la elevación de la estructura, de acuerdo a lo planteado por Gálvez y otros (2006).
  - La densidad de muros en el eje débil, es mayor o igual a 2.5% para edificaciones de cinco hasta ocho niveles y de 3% o mayor para edificaciones hasta doce niveles.
  - Los muros tienen espesores de 100 mm o superiores.
  - El refuerzo se distribuye del siguiente modo: Barras corrugadas (ASTM A615, ASTM A706) se usan en los extremos; malla electro soldada (ASTM A497) se usa como refuerzo vertical y horizontal en el alma del muro.
  - El criterio seguido para el confinamiento en los bordes del muro es el de resistencia (se confina si los esfuerzos en compresión última exceden el  $0.2f'_c$ ), pues el criterio en base a desplazamientos de la adenda en la Norma E.060, presenta incongruencias, San Bartolomé (agosto 2006).
  - La altura de entrepiso es aproximadamente 2500 mm.
  - Las luces en los diafragmas rígidos que generan los techos, son no mayores a los 4500 mm.
  - Los muros tienen un débil acoplamiento entre ellos, aportado por las losas de piso.
  - Podría concluirse lo siguiente, de su comportamiento estructural y de los Parámetros de Modificación de Respuesta Sísmica:
    - Se ha seguido un procedimiento racional, que puede ser replicado para otros tipos de sistemas estructurales y otros materiales, para obtener de manera sistemática el Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica, R, que es usado en el artículo 12, tabla 6, de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

- El valor propuesto es de 4.0
  - El valor propuesto es aplicable si las estructuras cumplen con las limitaciones indicadas en el presente trabajo: Densidad de muros, regularidad en altura, uso en viviendas y otras descritas en los capítulos pertinentes.
  - Los valores de R son dependientes del periodo de las estructuras.
  - Si bien los ensayos demuestran claramente que la distorsión global última de 0.005 refleja el comportamiento de los muros, una investigación en la literatura disponible y la simulación respectiva por medio de procedimientos no lineales que pretenden reflejar la incursión en el rango inelástico de las edificaciones, permiten considerar que valores superiores a este podrían ser alcanzados. En este trabajo se considera que distorsiones globales del orden de 1.00% pueden alcanzarse sin que se produzcan colapsos estructurales.
  - Los mecanismos de disipación de energía en estos sistemas estructurales, no implican necesariamente ductilidades apreciables ni la formación de rótulas plásticas o mecanismos de plasticidad concentrada. La energía se disiparía por fricción en las grietas, aplastamiento del concreto y otros medios que se han descrito en el capítulo respectivo.
  - La media geométrica de las máximas distorsiones globales no es muy sensible al tipo de material usado como armadura en el concreto; pese a las diferencias en las curvas esfuerzo – deformación de las mallas electro soldadas y las barras dúctiles, en todos los casos se cumple con la Norma E.030.
  - La ductilidad por desplazamiento,  $\mu$ , es dependiente del periodo y presenta valores de 1.56, 1.54 y 2.22 para las estructuras de 05, 08 y 12 niveles respectivamente. Sin embargo para un índice representado por la relación con la densidad de muros es casi constante, evidenciando que la densidad de muros es el parámetro más influyente en este tipo de respuesta estructural.
  - Usando el criterio de que el factor  $R = R_{\mu} R_o$ , los valores encontrados serían los siguientes:  $R_{\mu}$  valdría 3.22, 3.94 y 3.05 para 05, 08 y 12 niveles; similarmente  $R_o$  valdría 1.55, 1.12 y 1.50 y finalmente R tendría valores teóricos de 5.00, 4.41 y 4.61 para edificaciones de 05, 08 y 12 niveles. Por lo tanto un valor de 4.00, tal como el planteado, sería conservador.
  - Los niveles de peligro sísmico considerados para las estructuras arquetípicas se han obtenido de un conjunto de registros de nuestro medio. Evidentemente un conjunto distinto implicaría diferencias en los resultados y por ello en las recomendaciones hacemos sugerencias que atenuarían esta fuente de incertidumbre.
- Como recomendaciones finales, proponemos lo siguiente:
    - La base de datos de registros sísmicos debe de ampliarse, a fin de contar con grupos diferentes que reflejen la realidad de las fuentes sismogénicas de nuestro país, para ello las Instituciones que cuentan con dichos registros deben de ponerlos a disposición de la comunidad científica a fin de hacer uso de ellos.
    - Sería conveniente crear una base de datos de los ensayos cíclicos para cargas laterales, poniendo los archivos de resultados a disposición de los investigadores, para que la metodología usada se difunda. Esto sería para cada sistema estructural y cada tipo de material, a fin de ir creando una base global que permitiría calibrar los modelos estructurales a fin de difundir los procedimientos no lineales de análisis estructural y convertirlos en herramientas

de uso rutinario en las oficinas de diseño. Para ello los investigadores de nuestras universidades deberían compartir sus resultados con el público, no ha nivel de gráficos, sino a nivel de archivos de resultados de los pasos de los ensayos.

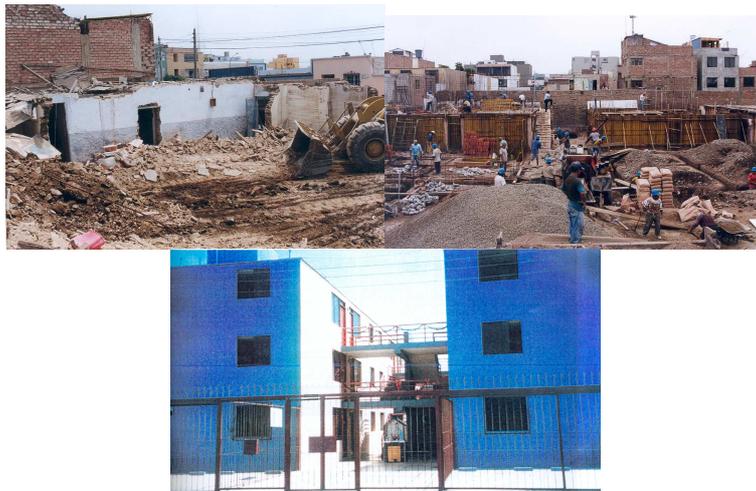
## 5 APLICACIONES

Se muestra a continuación, imágenes que expresan las diversa aplicaciones ya efectuadas del trabajo de investigación realizado.



**Figura 20** ICA, Afectados Fenómeno del Niño en Angostura.





**Figura 21** LIMA, Multifamiliar Miraflores Destugurización.



**Figura 22** Módulos, Vivienda Refugio Arequipa.

Se presentan algunas fotos de edificios orientados al mercado de Mi Vivienda, que se han desarrollado como una extensión lógica de la investigación. Hay un gran número de inmuebles, construidos en todo el país que se han construido en base a Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada.

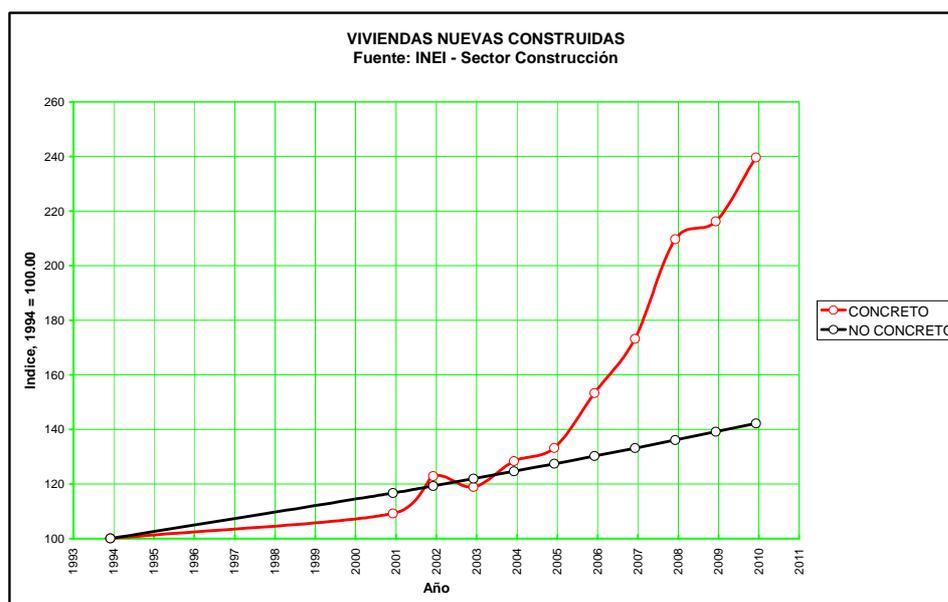


**Figura 22** Multifamiliares, LIMA Actividad Empresarial del Investigador

## 6 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Del trabajo realizado, se desprenden las siguientes conclusiones:

- Al desarrollar viviendas económicas y seguras, tanto para estratos deprimidos como medios, se ha colaborado para que la comunidad de peruanos que no contaban con una vivienda (sea de interés social o para sectores socio económicos mas altos) mejoren su calidad de vida al poder adquirirla.
- La investigación ha demostrado que a la tecnología desarrollada es posible darle un uso práctico, la construcción en viviendas de concreto tenía un índice de 100 en 1994, presenta una dinámica muy grande si la comparamos con las viviendas de otros materiales:



- Lo anteriormente expuesto sustenta que la creatividad de la investigación ha sido capaz de colaborar a que se materialice una capacidad de generar resultados concretos, cuando el entorno económico (estabilidad) y financiero (créditos hipotecarios al alcance del usuario) reúne condiciones adecuadas.
- El enfoque técnico es profundo: con modelamientos matemáticos en base a elementos finitos; procedimientos de análisis no lineal, inelásticos, tiempo historia; ensayos monotónicos y cíclicos; ensayos en viviendas de uno y dos pisos a escala natural; con evaluaciones de vulnerabilidad y riesgo al reparar y volver a ensayar las viviendas ensayadas, dando por lo tanto resultados concretos y fiables. La mejor muestra la han dado las más de mil casas que se edificaron por autoconstrucción en Ica en 1999 y que en el terremoto del 2007 no sufrieron el menor daño.
- Se ha demostrado fehacientemente que el sector privado puede invertir, que las universidades más representativas del país pueden colaborar y que la sociedad en su conjunto puede beneficiarse, de programas de investigación ideados por peruanos, desarrollados por peruanos y que han beneficiado de manera tangible a un número muy grande de compatriotas al permitirles tener una vivienda a su alcance y segura.

## REFERENCIAS

- ATC-63 Project; "QUANTIFICATION OF BUILDING SYSTEM PERFORMANCE AND RESPONSE PARAMETERS", Applied Technology Council, 2004.
- Duffey, T.; Farrar, C. y Goldman, A.; "LOW-RISE SHEAR WALL ULTIMATE DRIFT LIMITS", Earthquake Spectra, V.10, 1994.
- Farrar, Charles; Hashimoto, Philip y Reed, John; "LOW-RISE SHEAR WALL FAILURE MODES", Los Alamos National Laboratory, DOE, 1991.
- Farrar, Charles; Reed, John y Salmon, Michael; "FAILURE MODES OF LOW-RISE SHEAR WALLS", Journal of Energy Engineering, V.119, 1993.
- Fintel, Mark; "NEED FOR SHEAR WALLS IN CONCRETE BUILDINGS FOR SEISMIC

RESISTANCE”, Concrete Shear in Earthquake, Edited by T.S.S. Hsu, 1991.

- Gálvez, Adolfo; “FACTORES TENTATIVOS DE CARGA Y RESISTENCIA PARA EL PERU”, Tesis de Maestría, Sección de Post Grado de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, 1993.
- Gálvez, Adolfo; ‘METODO CONSTRUCTIVO AGV’, CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería, 1998.
- Gálvez, Adolfo; ‘METODO CONSTRUCTIVO AGV – Etapa II’, CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería, 1999.
- Gálvez, Adolfo; “ESTADISTICAS Y COMPORTAMIENTO ESPERADO EN BASE AL ESTUDIO DE 295 PROYECTOS RECOPIRADOS”, ACI Capítulo Peruano, Conferencias sobre Mitos y Realidades de Edificios de Vivienda Multifamiliar en Concreto Armado, 2006.
- Gálvez, Adolfo; Piqué, Javier; Scaletti, Hugo y Zavala, Carlos; “NOTAS SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES CON MUROS DE CONCRETO REFORZADOS CON MALLA ELECTROSOLDADA”, Capítulo Peruano del ACI, 2006.
- Gálvez, Pamela; “PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA EVALUAR REQUERIMIENTOS DE CONFINAMIENTO EN ESTRUCTURAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA”, Tesis de Grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, UPC, 2007.
- Greinfenhausen, Christian; “SEISMIC BEHAVIOR OF LIGHTLY REINFORCED CONCRETE SQUAT SHEAR WALLS”, These 3512, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, 2006.
- Kangning Li; “3D NONLINEAR STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM”, CANNY Consultants, 2007.
- Varela, Jorge; “DEVELOPMENT OF R AND C FACTORS FOR THE SEISMIC DESIGN OF AAC STRUCTURES”, Ph D Thesis, University of Texas at Austin, 2003.

## OBSERVACIONES SOBRE CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON MARCOS DE ACERO

**Edgar Tapia Hernández <sup>(1)</sup>, Arturo Tena Colunga <sup>(2)</sup>**

<sup>(1)</sup> Estudiante de Doctorado, Posgrado en Ingeniería Estructural  
Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, México, D.F.  
[etapia@hotmail.com](mailto:etapia@hotmai.com)

<sup>(2)</sup> Profesor, Departamento de Materiales  
Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, México, D.F.  
[atc@correo.azc.auam.mx](mailto:atc@correo.azc.auam.mx)

### RESUMEN

El artículo presenta un estudio comparativo de las previsiones para el análisis y diseño sísmico de edificios estructurados con marcos de acero estructural conforme a los reglamentos mexicanos (RCDF-04 y MOC-CFE-08), el reglamento europeo (EuroCode 3 y EuroCode 8, 2005), el reglamento canadiense (CNBC-05 y CAN/CSA-06), los reglamentos norteamericanos (LRFD-97, UBC-97, ASCE-05 y ATC-08) y el reglamento japonés (BCJ-06).

### ABSTRACT

In this paper a comparison is presented of recommendations for the analysis and seismic design of buildings structured with steel frames according to Mexican codes (RCDF-04 and MOC-CFE-08), the European Code (EC-3 and EC8-5), the Canadian Code (CNBC-05 and CAN/CSA-06), U.S. Codes (LRFD-97, UBC-97, ASCE-05 and ATC-08) and the Japanese Code (BCJ-06).

## 1 INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas, edificios estructurados con acero de baja y mediana altura han sufrido daño de consideración y hasta colapso durante sismos intensos (Kobe, Northridge, México, etc.). El comportamiento observado atrajo la atención de la comunidad ingenieril internacional, la cual concluyó en la imperiosa necesidad de revisar y estudiar los criterios de análisis y diseño de este sistema estructural con fin de evitar, prevenir o predecir el daño (Tapia y Tena 2001).

El proceso de actualización de los reglamentos a partir de esas investigaciones puede ser en algunos casos muy efectivo, pero puede tardar varios años en algunos otros casos. El objetivo central de este estudio es proporcionar un comparativo de las previsiones sísmicas de reglamentos internacionales, particularizando el caso de sistemas estructurales con base en

marcos de acero.

### 1.1 Reglamentos comparados

Todos los reglamentos comparados presentan un apartado donde se enuncian las recomendaciones de diseño sísmico, que es independiente, pero está interrelacionado con los criterios de diseño, análisis y construcción de estructuras metálicas.

En el caso de México, no existe un reglamento que opere en todo el país, sino que los municipios tienen la facultad de establecer reglamentos locales, que en ocasiones se basan en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, cuya más reciente versión es del 2004 (RCDF-04) y en muchas otras ocasiones en el Manual de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad, cuya versión más actualizada es de 2008 (MOC-CFE-08). Estos reglamentos hacen referencia de las particularidades técnicas a Normas Complementarias. En este estudio se compararon las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTCS-04) donde se establecen los criterios de análisis sísmico y Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCM-04) que presenta los criterios de análisis y diseño de marcos de acero.

De igual forma, se comentarán los criterios establecidos en la más reciente versión del Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08). Éste es un reglamento que inicialmente fue concebido para obras relacionadas con la industria eléctrica, pero que ahora es ampliamente utilizado por los diseñadores de todo el país para la determinación de fuerzas sísmicas y eólicas.

En los Estados Unidos de Norteamérica se ha desarrollado el uso de un solo código aplicable a todo el país llamado Reglamento Internacional de Edificios (International Building Code, IBC-06) que pretende sustituir a los tres reglamentos de carácter nacional que operaban de manera regional, de los cuales el más conocido a nivel mundial es el Reglamento Uniforme de Edificios (Uniform Building Code, UBC-97). Las disposiciones de diseño de estructuras metálicas se comentará del Manual de Construcción en Acero (Load and Resistance Factor Design, LRFD-94) del Instituto Americano para la Construcción en Acero (American Institute of Steel Construction, AISC) y sus Provisiones Sísmicas para el Diseño de Edificios de Acero (Seismic provisions for structural steel buildings, ASCE-05).

Asimismo, desde septiembre del 2004, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (Federal Emergency Management Agency, FEMA) comisionó al Consejo de Tecnología Aplicada (Applied Technology Council, ATC) para llevar a cabo una variedad de tareas mediante las que se establece y documenta una metodología para cuantificar de forma fiable parámetros de respuesta en el diseño sísmico contenidos en el reporte Cuantificación de los Factores de Comportamiento Sísmico de Edificios (Quantification of Building Seismic Performance Factor, ATC-08) que será igualmente comentado.

En Canadá, un solo reglamento rige a todo país: el Reglamento Nacional de Edificios de Canadá (Code National du Bâtiment du Canada, CNBC-05), que contiene las previsiones de diseño, incluyendo los criterios de diseño sísmico. Las particularidades de diseño de estructuras metálicas están contenidas en el Manual de Estados Límite de Diseño de Estructuras Metálicas de la Asociación de Estándares Canadiense cuya versión más reciente es del 2006 (Handbook of Steel Construction del Canadian Institute of Steel Construction, CAN/CSA-06).

En 1989, una Comisión de la Comunidad Europea publicó un solo reglamento aplicable a Austria, Bélgica, Chipre, República Checa, Dinamarca, Estonia, Finlandia, Francia, Alemania, Grecia, Hungría, Islandia, Irlanda, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Holanda, Noruega, Polonia, Portugal, Eslovaquia, Eslovenia, España, Suecia, Suiza y Reino Unido. Así, el Eurocode 3 define el Diseño de Estructuras Metálicas (Design of Steel Structures, EC03-05), que será incluido en la comparación junto con las recomendaciones para el Diseño de

Estructuras por Sismo están publicadas en el EuroCode 8 (Design of Structures for Earthquake Resistance, EC08-05).

Por su parte, el Centro de Edificios de Japón con sede en Tokio emite un reglamento que aplica a todo el país llamado Provisiones Estructurales para Edificios (Provisions for Building Structures, BCJ-06) que contiene los criterios de diseño sísmico y que incluye un apartado para cada sistema estructural.

En general, los criterios de diseño de los elementos por tensión, compresión, flexión y cortante son bastante similares entre los reglamentos comparados. Todos hacen referencia a la resistencia requerida  $R_u$  determinada mediante análisis estructural basado en las cargas estipuladas en cada reglamento y en la resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , proporcionada por el miembro estructural. Para ejemplificar lo anterior, en la figura 1 se presenta el comportamiento del esfuerzo resistente por compresión normalizado con el esfuerzo de fluencia  $F/F_y$  en función de la relación de esbeltez  $kL/r$ .

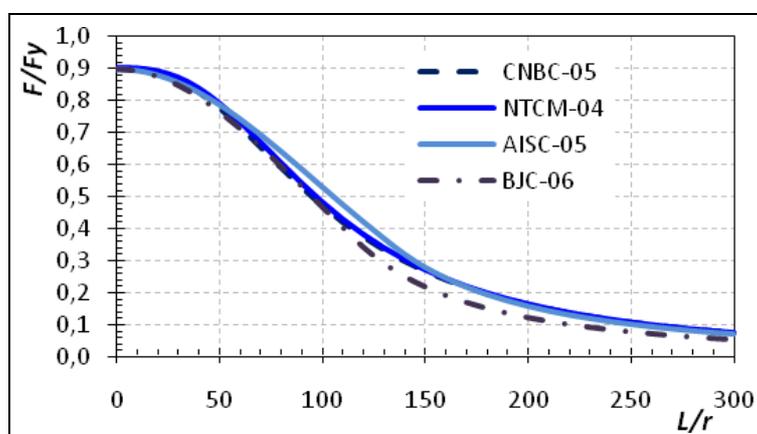


Figura 1 Comparativa del criterio de la carga resistente a compresión

## 2 CRITERIOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

En este apartado se comentarán los criterios para la determinación de las cargas laterales de los reglamentos comparados que darán pauta a posteriores señalamientos sobre los razonamientos para establecer los factores de reducción por sobrerresistencia y ductilidad, mecanismos de colapso modelados y los límites de deformación establecidos.

### 2.1 Reglamento de los Estados Unidos

En los Estados Unidos, el UBC estipula un cortante basal total mediante la aplicación de las siguientes ecuaciones, donde  $C_v$  es el coeficiente sísmico,  $I$  es el factor de importancia,  $W$  el peso total por carga muerta,  $T$  es el periodo fundamental,  $\rho$  es un factor por redundancia y  $R$  es un coeficiente que representa la capacidad de ductilidad y la sobrerresistencia del sistema.

$$V = K_t J W \rho / R \tag{1}$$

$$K_t = C_v / T \tag{2}$$

### 2.2 Reglamento de Canadá

El criterio del reglamento canadiense se rige por la ecuación 3 (Ap. 4.1.8.11.2, CNBC-05), donde  $S(T_a)$  es la ordenada de aceleración del espectro de diseño en el periodo fundamental  $T_a$ ,  $W$  es el peso del edificio,  $I_E$  es un factor de importancia que varía en función de

los efectos del sismo como baja  $I_E= 0.8$ , normal  $I_E= 1.0$ , alta  $I_E= 1.3$  y post-desastre  $I_E= 1.5$  (importancia extrema),  $M_v$  es un factor que toma en cuenta el efecto de los modos superiores en el cortante basal,  $R_d$  un factor por ductilidad y  $R_0$  un factor por sobrerresistencia que se discutirá posteriormente.

$$V= S(T_a) M_v I_E W/R_d R_0 \quad (3)$$

Conforme a este reglamento, el periodo de la estructura puede ser determinado de manera aproximada como  $T_a= 0.085(h_n)^{3/4}$  cuando se tratan de marcos momento resistentes de acero y  $T_a= 0.025h_n$  cuando se trata de marcos momento resistentes de acero contraventeados. En las ecuaciones anteriores,  $h_n$  es la altura del edificio (Ap. 4.1.8.11.3, CNBC-05).

Por otra parte, como ya se definió,  $M_v$  es un factor asociado a modos los superiores que depende de un factor de reducción que es función del momento de volteo. Para marcos de acero momento-resistentes toma magnitudes entre  $0.7 \leq M_v \leq 1.2$ , y en marcos de acero con contraventeo entre  $0.8 \leq M_v \leq 1.0$ .

### 2.3 Reglamento de Japón

En Japón, el BCJ-06 estipula dos revisiones de cargas de diseño. Los esfuerzos en cualquier parte de la estructura debe ser menor que el esfuerzo permisible en cargas a corto plazo determinados mediante un primer tipo de revisión. Además, la resistencia horizontal de la estructura calculada en un análisis plástico debe ser más grande que las cargas determinadas usando un segundo tipo de revisión.

La primera revisión se obtiene con las ecuaciones 4 y 5. En ellas,  $Q_i$  es la carga sísmica en el entrepiso  $i$  del primer tipo de revisión solicitada;  $C_i$  es un coeficiente de cortante en el entrepiso  $i$  del primer tipo de revisión,  $w_j$  es la carga muerta en el entrepiso  $j$ ,  $^jZ$  es un factor de la zona sísmica (coeficiente sísmico),  $R_t$  es un coeficiente de las características de vibración,  $A_i$  es el factor de distribución del coeficiente  $C_i$  en la altura y  $C_0$  es el coeficiente de cortante estándar que para la primera revisión tiene una magnitud de 0.20.  $R_t$  y  $A_i$  se definen por ecuaciones contenidas en el reglamento, que son función del periodo fundamental de la estructura  $T$ , la carga muerta  $w_j$ , el periodo fundamental del suelo  $T_c$  (igual a 0.4, 0.6 y 0.8 para cada tipo de suelo I, II y III respectivamente).

$$Q_i = C_i \sum_{j=1}^m w_j \quad (4)$$

$$C_i = ^jZ R_t A_i C_0 \quad (5)$$

El segundo tipo de revisión solicitada por el código japonés se determina mediante la ecuación 6. En ella,  $Q_{un}$  es la carga lateral actuante en el entrepiso  $i$ ,  $D_s$  es un factor de características estructurales (coeficiente sísmico de reducción de carga por ductilidad y sobrerresistencia) en el entrepiso  $i$ ,  $F_{es}$  es el factor de forma del entrepiso  $i$  conforme a la distribución de rigidez y excentricidad en planta,  $C_i$  es un coeficiente con el mismo significado de la segunda revisión,  $C_0$  es el coeficiente de cortante estándar que para la segunda revisión toma el valor de 1.0 y  $^jZ$ ,  $R_t$ ,  $A_i$ ,  $Q_1$  se define conforme a la revisión 1.

$$Q_{un} = D_s F_{es} Q_i \quad (6)$$

### 2.4 Reglamento de México

Los reglamentos mexicanos proponen tres tipos de revisiones en función del sistema estructural: a) método simplificado aplicable a estructuras regulares y de baja altura con base en muros de carga, de los cuales los más comunes son los de mampostería confinada, b) el método estático aplicable a estructuras regulares de hasta 30 m de altura e irregulares de hasta 20 m en elevación y, c) métodos dinámicos (modal espectral y paso a paso, Ap. 8.1, NTCS-04).

El método estático determina una distribución triangular de cargas conforme a la ecuación 7, donde  $c$  es el coeficiente sísmico definido de tablas en función de la ubicación del edificio,  $I$  es el factor de importancia,  $h_i$  es la altura del entrepiso  $i$ ,  $W_i$  es el peso del entrepiso  $i$  y  $Q'$  es un factor de comportamiento sísmico reducido.

$$F_i = I \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \tag{7}$$

El factor  $Q'$ , definido como un factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, se determina en función del periodo fundamental de la estructura  $T$ , las características donde se desplantará la estructura para la definición del espectro de respuesta del suelo  $T_a$  y el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , que toma en cuenta directamente la ductilidad o capacidad de deformación del sistema, y de manera indirecta la redundancia y sobrerresistencia. Más adelante se profundizará en las consideraciones y criterios que establecen los reglamentos para la determinación de este factor.

Los reglamentos de referencia establecen que cuando sea necesario determinar el periodo fundamental de la estructura usando el método estático, se podrá hacerlo mediante el cociente de Schwartz (NTCS-04, MOC-CFE-08).

### 2.5 Reglamento Europeo

Las cargas sísmicas actuantes deben ser determinadas con la ecuación 8, si los modos superiores de la estructura analizada no tienen contribuciones significativas y si el periodo fundamental de la estructura es menor a  $4T_c$  y a 2.0 s.  $T_c$  es el periodo característico del límite superior de la meseta de aceleraciones del espectro de diseño.

En la ecuación planteada,  $z_i$  y  $z_j$  son las alturas del nivel de ubicación de las masas  $m_i$  y  $m_j$  medida desde la base.  $F_b$  se define con la ecuación 9, donde  $S_a(T_1)$  es la ordenada del espectro de diseño para el periodo fundamental  $T_1$ ,  $m$  es la masa total del edificio y  $\lambda$  es un factor de corrección que toma en cuenta que un edificio con al menos tres niveles y grados de libertad traslacional en cada dirección horizontal tiene una masa modal efectiva en el primer modo menor del 15 por ciento en promedio que la masa total del edificio. El factor es igual a  $\lambda=0.85$  cuando el periodo fundamental de la estructura es menor a  $2T_c$  y es igual a  $\lambda=1.0$  en caso contrario (Ap. 4.3.3.2, EC8-05).

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \tag{8}$$

$$F_b = S_a(T_1) m \lambda \tag{9}$$

El reglamento establece que cuando sea necesario determinar el periodo fundamental de la estructura, se podrá estimar como  $T = C_t H^{3/4}$ , donde  $C_t = 0.085$  en marcos momento resistentes de acero y  $C_t = 0.05$  en todos los otros casos.

## 3 FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS CON FINES DE DISEÑO RIOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS ( $Q'$ , $R$ , $a$ , $1/D_s$ , $R_d$ )

En los reglamentos, las reducciones en fuerzas que se obtienen al permitir un comportamiento no lineal (deformaciones inelásticas durante sismos intensos), se toman en cuenta a través de factores de reducción que consideran la ductilidad, sobrerresistencia y

redundancia de las estructuras.

El factor de reducción por comportamiento no lineal  $R_d$  representa el cociente de la resistencia elástica entre la demanda de resistencia inelástica necesaria para limitar la demanda de ductilidad  $\mu_i$  a que sea menor o igual que una determinada demanda de ductilidad  $\mu$  (ecuación 10).

$$R_d = \frac{F_y(\mu_i = 1)}{F_y(\mu_i = \mu)} \quad (10)$$

### 3.1 Reglamento de Canadá

Los factores de de reducción de fuerzas sísmicas con fines de diseño por concepto de ductilidad conforme a este reglamento ( $R_d$ ), se enuncian en la tabla 1 y son función de resultado del producto de  $I_E F_a S_a(0.2)$ , donde  $I_E$  es el factor de importancia de la estructura que se comentó anteriormente (Ap. 4.1.8.4.4, CNBC-05) y  $R_0$  es el factor de sobrerresistencia.

$F_a$  es un coeficiente de aceleración de sitio que se define en función de la clasificación del terreno donde se ubicará la estructura de un total de seis posibles opciones: terreno tipo A es roca muy dura, tipo B es roca, tipo C es suelo muy denso o roca suave, tipo D es terreno rígido, tipo E terreno suave y tipo F otros terrenos (Ap. 4.1.8.4.B, CNBC-05). Este coeficiente también es función de  $S_a$ , que es la aceleración espectral de respuesta con un amortiguamiento del 5%, expresada como una relación de la aceleración gravitacional para el periodo  $T$  (Ap. 4.1.8.4.1, CNBC-05).

La tabla 1 incluye la altura máxima a la que es permitido usar el factor de reducción en metros en virtud de la anticipada demanda inelástica. SL significa que no hay un límite en la altura para la aplicación de ese factor de reducción y NP significa que no está permitido usar esa magnitud de factor para esa aceleración asociada.

Las magnitudes del factor de reducción estipuladas en la tabla son los que se usan para reducir directamente el espectro de diseño (Ap. 4.1.8.11, CNBC-05), de manera que es equivalente al factor de comportamiento sísmico reducido  $Q'$  del RCDF-04. Sin embargo, el suplemento de las CSA-06 (CAN/CSA-06; Izvernari *et al.* 2007), presenta un límite de la altura para modificar este factor reductivo. En marcos dúctiles de acero (MD), se hace una reducción del 3% por metro después de los 32 m de altura del modelo.

Cuando se trata de marcos de ductilidad limitada (LD), el coeficiente por ductilidad debe modificarse a los 48 m con una pendiente del 2% por metro. Por lo tanto, se propone una disminución del factor de reducción por comportamiento no lineal (o un aumento de la carga lateral) para estructuras de mayor altura.

**Tabla 1** Factores de ductilidad y sobrerresistencia (adaptada de CNBC-05)

Estructuración	$R_d$	$R_0$	$I_E F_a S_a(0.2)$			
			<0.2	$\geq 0.2$ a <0.35	$\geq 0.35$ a <0.75	>0.75
Marcos momento resistentes dúctiles	5.0	1.5	SL	SL	SL	SL

Marcos momento resistentes de moderada ductilidad	3.5	1.5	SL	SL	SL	SL
Marcos momento resistentes de ductilidad limitada	2.0	1.3	SL	SL	60m	30m
Marcos de moderada ductilidad con contraventeo que no sea chevrón	3.0	1.3				
Marcos de moderada ductilidad con contraventeo chevrón			SL	SL	40m	40m
Marcos de moderada ductilidad con contraventeo en tensión			SL	SL	20m	20m
Marcos de limitada ductilidad con contraventeo que no sea chevrón	2.0	1.3				
Marcos de limitada ductilidad con contraventeo chevrón			SL	SL	60m	60m
Marcos de limitada ductilidad con contraventeo en tensión			SL	SL	40m	40m
Marcos dúctiles con contraventeo excéntrico	4.0	1.5	SL	SL	SL	SL
Marcos dúctiles con muros de placas en cortante	5.0	1.6	SL	SL	SL	SL
Marcos de ductilidad moderada con muros de placas en cortante	2.0	1.5	SL	SL	60	60
Marcos momento resistentes, marcos contraventeados o muros de corte de construcción convencional	1.5	1.5	SL	SL	15	15
Otros marcos de acero no especificados	1.0	1.0	15	15	NP	NP

### 3.2 Reglamento Europeo

La definición de las magnitudes máximas del factor de reducción de fuerzas con fines de diseño por ductilidad (Ap. 6.3.2, EC8-05) de la última versión del reglamento europeo (EC8-05) se presenta en la tabla 2.

En la tabla,  $\alpha_l$  es el valor por el cual hay que multiplicar la carga sísmica horizontal para obtener la primera plastificación en cualquier elemento de la estructura, mientras que el resto de las acciones de diseño permanecen constantes y  $\alpha_u$  es el valor por el cual hay que multiplicar la carga sísmica horizontal para obtener el número de secciones suficientes plastificadas para desarrollar la inestabilidad sobre toda la estructura, mientras que el resto de las acciones permanece constante. El factor  $\alpha_u$  se puede obtener de un análisis no lineal estático ante cargas monótonas crecientes.

**Tabla 2** Definición del factor por ductilidad para marcos de acero (adaptada de EC08-05)

Sistema estructural	Tipo de ductilidad	
	Ductilidad alta	Ductilidad normal
Marcos momento resistentes	$5\alpha_u/\alpha_l$	4

Marcos con contraventeo en diagonal	4	4
Marcos con contraventeo tipo chevrón	2.5	2
Marcos con contraventeo excéntrico	$5\alpha_u/\alpha_1$	4
Marcos tipo péndulo invertido	$2\alpha_u/\alpha_1$	2
Marcos momento resistente con contraventeo concéntrico	$4\alpha_u/\alpha_1$	4
Marcos momento resistente unidos con concreto y mampostería	2	2

De una manera simplificada, el reglamento ofrece figuras para la definición de la proporción  $\alpha_u/\alpha_1$ . En la figura 2 se reproducen las figuras para marcos momento resistentes de acero, que como se observa, presupone el mecanismo de colapso columna fuerte – viga débil.

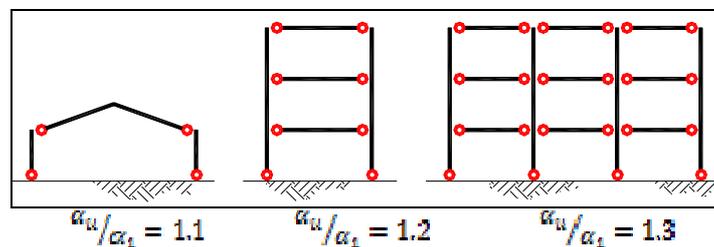


Figura 2 Magnitudes  $\alpha_u/\alpha_1$  para marcos momento resistente (adaptada de EC8-05)

Por otra parte, el reglamento propone considerar una proporción  $\alpha_u/\alpha_1=1.2$ , lo que originaría una ductilidad mínima igual a  $q= 4.8$  en sistemas dúctiles, pero limita la magnitud máxima de la proporción a  $\alpha_u/\alpha_1= 1.6$  (es decir,  $q= 6.4$ ), pese a que se demuestre con análisis no lineales que se podrían alcanzar mayores magnitudes (Ap. 6.3.1, EC8-05).

Este factor de comportamiento  $q$  debe reducir directamente los espectros de diseño en un análisis convencional siguiendo los lineamientos de este reglamento, de manera que equivale al factor de comportamiento sísmico  $Q$  de los reglamentos mexicanos.

### 3.3 Reglamento de los Estados Unidos

El UBC establece un factor de modificación de carga por ductilidad ( $R$ ), que como se discute líneas adelante, es realmente equivalente al factor  $Q$  de los reglamentos de México (ver ecuación 1), igual a 4.5 en marcos momento – resistentes ordinarios y una magnitud de hasta 8.5 en marcos altamente dúctiles.

En lo que respecta a marcos con contraventeo concéntrico, distingue varias posibilidades: cuando el marco y el sistema de contravientos tengan ductilidad normal con un factor igual a 4.2. Esta misma magnitud igual a 4.2 se mantendrá en caso que el marco tenga ductilidad normal con un sistema de contravientos dúctil.

Por otra parte, en caso que el marco tenga una ductilidad alta y el sistema de contravientos tenga una ductilidad normal, el factor será 6.5 y por último, en caso que tanto el marco como el sistema de contravientos tengan una ductilidad alta, el factor podrá ser 7.5 (Tada *et al.* 2003).

Sin embargo, cabe señalar que conforme a la filosofía de diseño sísmico de los Estados

Unidos de fines del siglo pasado, el reglamento UBC-97, en realidad el factor  $R$  no es equivalente al factor de reducción por ductilidad de los reglamentos mexicanos ( $Q$ ), sino que  $R=Q'$ ; dado que es el factor que reduce directamente las fuerzas sísmicas por fines de diseño (ec. 1).

Por ejemplo, para la revisión de los desplazamientos laterales, el UBC-97 toma una fracción de  $R$  ( $0.7R$ ) para multiplicar los desplazamientos elásticos calculados para así estimar el máximo desplazamiento inelástico esperado (i.e., Tena-Colunga 1999), por lo tanto, en realidad el factor de reducción por ductilidad del reglamento UBC-97 es  $Q=0.7R$ . En la tabla 4 se presentan los factores reductivos propuestos en el ASCE-05.

Por otra parte, el IBC-03 presenta consideraciones similares con un coeficiente de modificación  $R$ , que equivale al factor de reducción por ductilidad  $q$  ( $Q'$  de los reglamentos mexicanos), y que adquiere magnitudes igual a  $R=6.0$  en marcos dúctiles con contraventeo concéntrico e igual a  $R=8.0$  en marcos momento resistentes (Marino y Nakashima 2005). Estos valores se actualizaron en el ASCE 7-05 e IBC-06 a  $R=7.0$  y  $R=8.0$  (tabla 4).

Cabe señalar que en los reglamentos IBC-03, ASCE 7-05 e IBC-06, se mantiene la filosofía de que  $R=Q'$  (ec. 1), pero se ha actualizado la estimación del máximo desplazamiento inelástico esperado para la revisión de los desplazamientos laterales, y en lugar de tomar una fracción constante de  $R$  para todos los sistemas estructurales, ahora depende del sistema estructural en función de un nuevo coeficiente  $C_d$ , que es definido como “factor de amplificación del desplazamiento” (deflection amplification factor).

Así, conforme al IBC-03, ASCE 7-05 e IBC-06, en realidad  $Q=C_d$ . La propuesta inicial del IBC-03 fue  $C_d=5.5$  para marcos dúctiles momento-resistentes e igual a  $C_d=6.5$  para marcos dúctiles con contraventeo concéntrico. El valor propuesto por el ASCE 7-05 y IBC-06 es  $C_d=5.5$  tanto para marcos dúctiles momento-resistentes como para marcos dúctiles con contraventeo concéntrico (Ap. 12.2, ASCE-05).

En la tabla 3, la categoría sísmica se establece de las condiciones del suelo siendo el tipo de suelo A el más firme (roca dura) y F suelo blando arcilloso (Ap. 20.3.1, ASCE-05) y la clasificación del suelo NL significa que no hay límite y NP que no se permite. Para sistemas duales o mixtos (marcos con contravientos), se establece que el marco debe resistir un mínimo del 25% del cortante basal (Tabla 12.2-1 de ASCE 7-05).

Este reglamento permite determinar el periodo fundamental igual a  $T=0.1N$ , cuando el edificio es menor a 12 m cuando están formados con marcos momento – resistentes de acero, donde  $N$  es el número de niveles.

**Tabla 3** Factores estipulados para marcos acero conforme a ASCE-05

Sistema estructural	Coeficiente de modificación de respuesta	Factor de sobrerresistencia	Factor de amplificación de desplazamiento	Limites de altura y de sistema estructural				
	$R_0$	$\Omega_0$	$C_d$	Categoría sísmica				
				B	C	D	E	F

Marcos momento resistentes dúctiles	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
Marcos momento resistentes con armaduras	7	3	5.5	NL	NL	160	100	NP
Marcos momento resistentes de ductilidad intermedia	4.5	3	4	NL	NL	35	NP	NP
Marcos momento resistentes de ductilidad normal	3.5	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
Marcos dúctiles con contraventeo excéntrico.	8	2.5	4	NL	NL	NL	NL	NL
Marcos dúctiles con contraventeo concéntrico	7	2.5	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
Marcos de ductilidad intermedia con contraventeo excéntrico	6	2.5	5	NL	NL	35	NP	NP
Sistemas de acero no especificados con buen detallado sísmico	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

### 3.4 Reglamento de Japón

Conforme al reglamento japonés (BCJ-06), la fuerza de diseño sísmico está basada en el espectro de respuesta elástico reducido por un coeficiente  $D_s$ , que corresponde conceptualmente a la inversa del factor de reducción por ductilidad  $q$  usado en occidente ( $Q'$  en México).

La magnitud de  $1/D_s=q$  varía de 2 a 4 en marcos contraventeados y es igual a  $q=4$  en los marcos momento – resistentes de ductilidad alta (tabla 4). De igual forma, que los reglamentos antes comentados, el factor de reducción es función de la clasificación de la ductilidad del marco (siendo FA el más dúctil y FD el menos dúctil).

Sin embargo, en el caso de marcos con contraventeo, este es el único reglamento que reconoce que el factor por ductilidad debe ser dependiente de la relación de esbeltez del contraviento  $\lambda_b$  (siendo BA el contraviento más robusto y BC el contraviento más esbelto). Además, también considera la relación que aporta el sistema de contravientos al cortante lateral resistente  $\beta$ , de manera que  $\beta=0$  corresponde a un marco momento – resistente sin contravientos y  $\beta=1$  corresponde a un marco en el que los contravientos soportan todo el cortante lateral resistente, es decir, el caso hipotético de una armadura. En la tabla 4 se presentan el inverso de las magnitudes que alcanza este factor, es decir  $1/D_s$ , para que sean comparables con los factores que establecen los otros reglamentos comparados.

**Tabla 4.** Definición del factor conforme al reglamento japonés (adaptada de Tada *et al.* 2003)

Clasificación del contraviento	BA ó $\beta=0$	BB			BC		
		$\beta \leq 0.3$	$0.3 < \beta \leq 0.7$	$\beta > 0.7$	$\beta \leq 0.3$	$0.3 < \beta \leq 0.5$	$\beta > 0.5$
Clasificación del marco							
FA	4.00	4.00	3.33	2.86	3.33	2.86	2.50

<i>FB</i>	3.33	3.33	3.33	2.86	3.33	2.86	2.50
<i>FC</i>	2.86	2.86	2.50	2.50	2.86	2.00	2.22
<i>FD</i>	2.50	2.50	2.00	2.00	2.00	2.22	2.00

### 3.5 Reglamento de México

El mismo criterio para la definición del factor de comportamiento sísmico  $Q$  (factor de reducción por ductilidad) es usado entre el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-04) y en el Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-08), en el cuál, la magnitud de  $Q$  se define en función de las características del sistema estructural y las características de la edificación y varían entre 1, 1.5, 2, 3 y hasta 4 para el caso de las estructuras más dúctiles.

Para estructuraciones mixtas (sistemas duales), como es el caso de marcos con contravientos, el valor de  $Q$  también depende de que los marcos resistan un mínimo del 50% del cortante basal por sismo.

En versiones anteriores de estos reglamentos este único factor consideraba la capacidad de deformación del sistema estructural y su relación con el desplazamiento, ductilidad, redundancia y sobrerresistencia al mismo tiempo, por lo que era difícil al usuario definir o distinguir la influencia de alguna cierta característica de la edificación en el análisis.

Investigaciones recientes (Ordaz *et al.* 2003), dieron pie a la publicación de un apéndice a las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo (NTCS-RCDF-04), donde se presenta una filosofía de diseño más transparente y que define el factor de reducción por ductilidad independiente al comportamiento por sobrerresistencia.

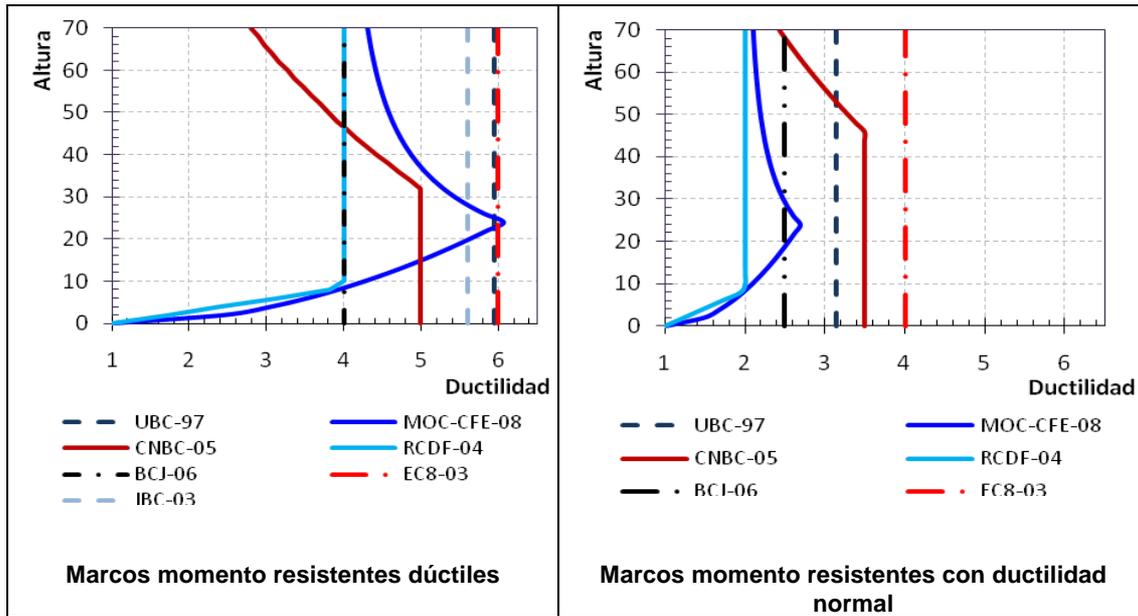
El reglamento define una ductilidad igual a  $Q=2$  en marcos momento resistentes con ductilidad limitada y  $Q=4$  en marcos dúctiles momento resistentes de acero. Cuando los marcos tienen contravientos concéntricos o excéntricos sin importar su configuración, el factor máximo es igual a  $Q=3$ , siempre que se cumpla el requisito que los marcos resistan al menos el cincuenta por ciento del cortante basal por sismo (Ap. 5.1, NTCS-04).

### 3.6 Comparación Gráfica

En la figura 3, se ejemplifica el comportamiento del factor de reducción con fines de diseño por ductilidad en marcos momento resistentes dúctiles y de ductilidad normal en función de la altura entre los reglamentos comparados. Para RCDF-04 y MOC-CFE-08 se consideró que la estructura estaría desplantada en un suelo con un periodo dominante igual a  $T_s= 2.00$  seg.

Sólo los criterios del RCDF-04, MOC-CFE-08 y CNCB-05 presentan un factor de reducción que varía con el periodo natural de la estructura, concordando con los resultados de investigaciones recientes que denotan una dependencia de la ductilidad con la esbeltez de la estructura (Marino y Nakashima 2005, Lacerte y Tremblay 2005, Izvernari *et al.* 2007, Guilini-Charette 2009). La diferencia entre las magnitudes del factor de reducción estipuladas en los reglamentos es dispersa, especialmente en estructuras de baja y gran altura.

Investigaciones dirigidas por los autores en marcos de acero con contravientos (Tapia 2005, Tapia y Tena, 2008), han demostrado la posibilidad de obtener ductilidades superiores a las magnitudes estipuladas en el reglamento mexicano en modelos analizados y diseñados siguiendo estrictamente los criterios del RCDF-04, por lo que no parece extraño que la magnitud estipulada en este reglamento sea superada y constituya el límite inferior. El reglamento europeo es el límite superior en los dos casos comparados.



**Figura 3** Comparación del factor de reducción de fuerzas sísmicas con fines de diseño por ductilidad

#### 4 SOBRRRESISTENCIA ( $R$ , $\Omega$ , $R_d$ , $\gamma_{ov}$ )

Como se comentó, además de las reducciones por comportamiento inelástico, la mayoría de los reglamentos establecen una reducción para tomar en cuenta que las estructuras poseen una resistencia lateral considerablemente mayor a la resistencia lateral que se obtuvo durante el proceso de diseño.

A pesar de que algunos reglamentos ya reconocían tiempo atrás, la importancia de considerar la ductilidad en el diseño sísmico, sólo versiones recientes consideran adicionalmente la influencia inherente de las sobrerresistencia en los sistemas estructurales. En este sentido, se ha demostrado que las estructuras dúctiles podrían asociarse a reservas considerables de sobrerresistencia no consideradas explícitamente en los reglamentos.

La tendencia actual para considerar el efecto de sobrerresistencia es reducir la carga de diseño por un factor de sobrerresistencia en lugar de incrementar la resistencia factorizada (Tena-Colunga *et al.* 2009), lo que permite tener una mayor certidumbre de las cargas laterales que pueden actuar sobre la estructura.

Esta sobrerresistencia debería tomarse en cuenta cuando se evalúan las resistencias y no como un factor reductor de cargas. Sin embargo, esto implicaría cambios notorios en los criterios de análisis estructural que obligaría al uso de métodos inelásticos de análisis (Ordaz *et al.* 2003; MOC-CFE-08). Esta sobrerresistencia alcanzada por las estructuras depende de varios factores:

- a) Sobrerresistencia de tamaño  $\Omega_s$ .- Toma en cuenta que la elección de las secciones estructurales y dimensiones se debe realizar limitándose a las secciones existentes disponibles en el mercado o asociadas a métodos constructivos. Con base en estructuras típicas, este factor es considerado igual a  $\Omega_s = 1.05$ ; Cabe señalar que, en opinión de los autores, en la práctica mexicana esta sobrerresistencia asociada a las secciones estructurales tipo es mucho mayor, debido a que en estructuras metálicas se

deben tipificar las secciones de vigas y de columnas para el diseño de varios niveles, pudiendo ser tan alta como  $\Omega_s = 1.5$ .

- b) Sobrerresistencia nominal  $\Omega_\phi$ - Considera la diferencia entre la resistencia nominal y la resistencia factorizada final, de modo que se suele considerar igual a  $\Omega_\phi = 1.0/0.9 = 1.11$ , en estructuras metálicas, siempre y cuando se garantice un modo de falla dúctil por flexión.
- c) Sobrerresistencia de fluencia  $\Omega_y$ . Considera la diferencia entre el esfuerzo de fluencia especificado para el material contra el esfuerzo de fluencia que alcanza finalmente. Mitchell *et al.* (2003) propusieron una magnitud de este factor igual a  $\Omega_y = 1.10$  con base en extensos estudios estadísticos principalmente basados en secciones I.

Al respecto, se realizó un muestreo de once certificados de calidad de producto terminado por laboratorios elegidos aleatoriamente, donde se especifica el esfuerzo de fluencia de los embarques de perfiles laminados (ángulos y canales) de acero usado en México entre el 2007 al 2009 conforme a la norma ASTM A36/A36M-94.

Los resultados de la comparación se ilustran en la figura 4 (lado izquierdo), normalizados con el esfuerzo de fluencia nominal,  $F_{nom} = 2,530 \text{ kg/cm}^2$ . El promedio de los esfuerzos determinados de las pruebas experimentales resultó ser significativamente mayor que la sobrerresistencia teórica asociada por este concepto  $\Omega_{yield} = F_y/F_{nom} = 1.40$ . El menor esfuerzo obtenido en las pruebas de laboratorio fue igual a  $F_y = 3,352 \text{ kg/cm}^2$  ( $F_y/F_{nom} = 1.32$ ); mientras que el máximo llegó hasta  $F_y = 3,769 \text{ kg/cm}^2$  ( $F_y/F_{nom} = 1.49$ ). La figura incluye una línea de tendencia en regresión lineal para hacer notar la disposición del valor medio.

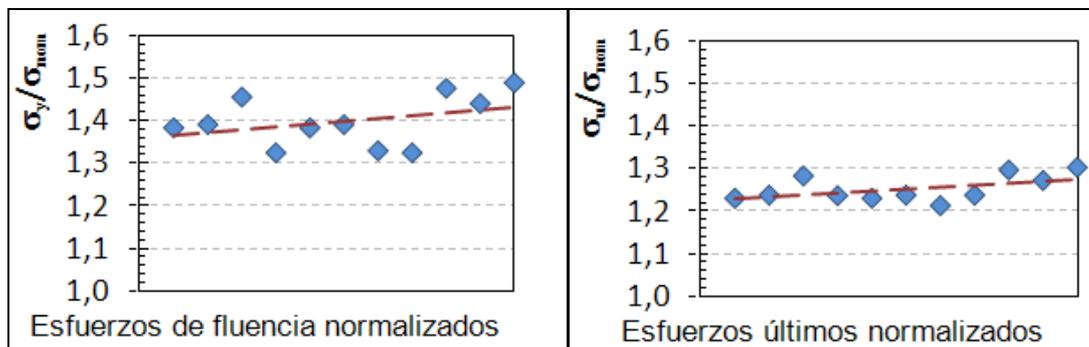


Figura 4 Relación entre el esfuerzo de fluencia teórico y el medido en pruebas de laboratorio.

Con fines ilustrativos, en la figura 4 (lado derecho) se incluye también la comparación de los esfuerzos últimos normalizados con un esfuerzo nominal  $F_u = 4,080 \text{ kg/cm}^2$ . El promedio de los esfuerzos comparados resultó ser igual a  $F_u/F_{nom} = 1.21$ .

- d) Sobrerresistencia de endurecimiento por deformación  $\Omega_{sh}$ - Toma en cuenta el endurecimiento por deformación dependiendo de la fluencia y el nivel de deformación inelástica. Varía entre  $\Omega_{sh} = 1.15$  para marcos momento resistentes dúctiles de acero hasta  $\Omega_{sh} = 1.05$  en marcos con ductilidad limitada, que representan un fenómeno similar al que se presenta en marcos con contraventeo concéntrico donde el endurecimiento por deformación se desarrolla únicamente en los elementos que fluyen por tensión (Tremblay 2005).
- e) Sobrerresistencia por la formación del mecanismo  $\Omega_{mec}$ - Toma en cuenta la resistencia adicional que puede desarrollar el sistema antes de que se forme el mecanismo de colapso. Conservadoramente, este valor se considera igual a  $\Omega_{mec} = 1.0$ , en marcos de

acero con contravientos concéntricos, donde una reserva de capacidad es típicamente provista por los contravientos en tensión.

- f) Sobrerresistencia debido al diseño de las conexiones.- Este factor se conoce, pero debido a que no se cuentan con suficientes cuantificaciones, normalmente algunos reglamentos no lo consideran en su valoración de la sobrerresistencia global.
- g) Sobrerresistencia debido al impacto de cargas verticales en el diseño.- Las cargas verticales rigen el diseño de varios elementos estructurales, especialmente en estructuras de pocos niveles en zonas de alto peligro sísmico o hasta en estructuras relativamente altas ubicadas en zonas de bajo a moderado peligro sísmico. Este efecto es considerado en los reglamentos de México en estudio, pero aún no en otros reglamentos internacionales.

#### 4.1 Reglamentos de los Estados Unidos

En los reglamentos de los Estados Unidos se reconoce que la sobrerresistencia depende del sistema estructural y por ello se establecen en forma tabular las magnitudes por sobrerresistencia, que se incluyeron en la tabla 4 (ASCE-05).

Ésta es igual a  $\Omega=3$  para marcos de acero momento resistentes,  $\Omega=2.5$  para marcos dúctiles con contraviento concéntrico y  $\Omega=2$  para marcos no dúctiles con contraviento concéntrico (Ap. 11.2, ATC 63-08).

#### 4.2 Reglamento de Canadá

Por su parte, el reglamento canadiense define las sobrerresistencias en función del sistema estructural, cuyas magnitudes se incluyeron en la tabla 1. Este planteamiento propone una sobrerresistencia para marcos momento resistentes dúctiles igual a  $\Omega=1.5$  (que están asociados a la ductilidad máxima permitida) y presenta una ligera disminución hasta  $\Omega=1.3$  cuando se trata de marcos momento resistentes de ductilidad limitada.

En lo referente a los marcos con contraviento se establece una magnitud única igual a  $\Omega=1.3$  sin importar la ductilidad de los contravientos ni el tipo de configuración (Ap. 4.1.8.4.1, CNBC-05).

#### 4.3 Reglamento Europeo

El reglamento europeo hace referencia a los anexos de cada país para establecer magnitudes de sobrerresistencias adecuadas a las condiciones locales y además, recomienda una única magnitud para marcos de acero igual a  $\gamma_{ov}= 1.25$  sin hacer distinción de la ductilidad del marco, configuración de los contravientos, etc. (EC8-05; Ap. 6.2.3).

#### 4.4 Reglamento de México

El reglamento del Distrito Federal mexicano presenta en el Apéndice Normativo A de las Normas Técnicas Complementarias (NTCS-04) una ecuación para la determinación de la sobrerresistencia que tiende a  $\Omega=2.0$  (ecuación 11). El planteamiento es función del periodo característico  $T_a$  del espectro cuya definición es igualmente función del terreno del suelo  $T_s$ , conforme se ilustra en la figura 5 ( $T_a= 1.175$  seg., cuando el periodo fundamental del suelo es  $T_a= 2.0$  seg). La figura incluye el segundo periodo característico  $T_b$  que define el descenso de las aceleraciones máximas.

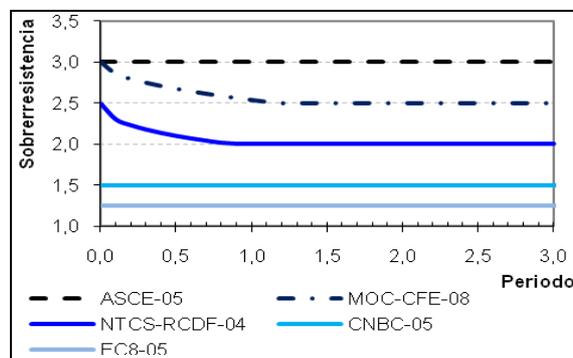
$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}} & \text{si } T \leq T_a \\ 2 & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (11)$$

En el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08) se presenta un método de obtención del factor por sobrerresistencia que sigue la ecuación 12, donde  $R_0$  es un índice de sobrerresistencia que depende del sistema estructural, y tratando exclusivamente a las estructuras de acero, toman los siguientes valores:  $R_0=2.0$  para marcos momento resistentes de ductilidad normal e intermedia, marcos momento resistentes de ductilidad normal con contraventeo;  $R_0=2.5$  para marcos momento resistentes de ductilidad normal para marcos momento resistentes de ductilidad normal e intermedia, marcos momento resistentes de ductilidad alta, marcos momento resistentes de ductilidad alta con contraventeo; y  $R_0=3.0$  para sistemas duales de marcos con conexiones momento resistentes especiales.

$$R = \begin{cases} R_0 + 0.5(1 - \sqrt{T/T_a}); & \text{si } T \leq T_a \\ R_0; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (12)$$

#### 4.5 Comparación gráfica

En la figura 5 se presenta la comparación gráfica de las magnitudes propuestas para el factor de reducción por sobrerresistencia entre los reglamentos comparados para marcos dúctiles momento resistentes. El reglamento europeo, que está asociado a las mayores magnitudes del factor de ductilidad, constituye el menor límite propuesto; mientras que el reglamento de Estados Unidos es el límite superior de las magnitudes comparadas.



**Figura 5** Comparativa del factor de reducción por sobrerresistencia para marcos dúctiles

Los reglamentos mexicanos son los únicos que reconocen que la sobrerresistencia de un sistema depende del periodo de la misma; sin embargo, considere que estas curvas aplican sin importar el sistema estructural de que se trate en el RCDF-04.

En la curva del Reglamento para el Distrito Federal (RCDF-04) se supuso que la estructura está ubicada en un suelo con un periodo dominante igual a  $T_s=2$  s. En el caso del MOC-CFE-04, el razonamiento considera un índice de sobrerresistencia igual a  $R_0=2.5$  con el periodo característico  $T_a=1.175$  seg.

### 5 FACTOR DE REDUNDANCIA $\rho$

El factor de redundancia estructural  $\rho$  reconoce que los sistemas estructurales pueden desarrollar una mayor sobrerresistencia e incrementar su capacidad de deformación a medida que aumenta la redundancia estructural; sin embargo, aunque este efecto es ampliamente conocido, se incluye únicamente en algunos de los reglamentos vigentes.

### 5.1 Reglamentos de los Estados Unidos

A partir de la inclusión de este factor en el UBC-97 (ec. 1), que tomaba magnitudes entre 1.0 y 1.5 (Tada et al, 2003), el concepto ha evolucionado en las recomendaciones de diseño sísmico más recientes de los Estados Unidos.

Según el ATC-08 (Ap. 11.1.4), se han estudiado modelos con sistemas no redundantes que han demostrado lo innecesario de evaluar este factor de comportamiento en sistemas momento – resistentes comunes. Por esta razón, la metodología del ASCE-05 asume  $\rho = 1.0$  para el diseño estructural, debido a que magnitudes grandes del factor de redundancia podrían no ser conservadoras para la evaluación del colapso.

Así, el ASCE-05 solicita que el factor de redundancia sea igual a  $\rho = 1.0$  para determinar las distorsiones, los efectos  $P$ -delta, para el diseño de elementos no estructurales, conexiones, cargas sobre los diafragmas y estructuras con amortiguadores. Asimismo, este reglamento establece la posibilidad que este factor de redundancia sea igual a  $\rho = 1.3$  siempre que se cumplan las siguientes dos condiciones (Ap. 12.3.4.2, ASCE-05):

- Cada entrepiso resiste al menos el 35 por ciento del cortante lateral en la dirección de interés, cumpliendo que: a) la pérdida de un contraviento en estructuras con marcos contraventeados no ocasione una reducción del 33% de la resistencia del entrepiso y que, b) en marcos momento – resistentes, la doble articulación de una trabe no derive en una reducción del 33% de la resistencia del entrepiso.
- Las estructuras son regulares en planta en todos los entrepisos, de manera que tengan un sistema sismo resistente en cada extremo del entrepiso y contribuyan con al menos el 35% del cortante lateral resistente del entrepiso.

### 5.2 Reglamentos de México

El incluir este factor de manera directa y transparente es nuevo en los reglamentos mexicanos, por lo cual el primero en introducirlo es la nueva versión del Manual de Obras Civiles. Con ello, en el MOC-CFE-08, se reducen ahora las fuerzas sísmicas de diseño por  $Q/R\rho$ . Conforme a este reglamento, el factor se determina para cada dirección ortogonal de análisis definido de la siguiente manera (Ap. 3.3.1.4, MOC-CFE-08):

Sistemas poco redundantes que consideran la vulnerabilidad de la estructuración, la concentración de la plasticidad y a la formación de mecanismos frágiles de piso débil o mixtos con plasticidad concentrada en columnas. Se propone  $\rho = 0.80$  cuando la estructura tenga al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis, cuando se disponga de marcos de una sola crujía o estructuraciones equivalentes (un solo muro por línea de defensa paralela, etc.).

En estructuraciones de redundancia normal, se propone  $\rho = 1.00$  para estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos dos crujías o estructuraciones equivalentes.

Sistemas redundantes que son capaces de desarrollar demandas de deformación y

factores de sobrerresistencia mayores a los propuestos en su diseño. Se propone  $\rho = 1.25$  en estructuras con al menos tres marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos tres crujeas o estructuraciones equivalentes.

Este factor debe definirse para cada dirección global de la estructura y su magnitud se definió con base en estudios recientes de cada sistema estructural, experiencia en sismos recientes y en la intuición (Tena-Colunga *et al.* 2009).

### 5.3 Reglamento Europeo

Este reglamento establece que las estructuras deben diseñarse para un alto grado de redundancia para permitir una más amplia disipación de energía (Ap. 5.2.3.5, EC8-05). El caso de sistemas estructurales de menor indeterminación estática se deberán diseñar con menores factores de comportamiento inelástico (tabla 2), de manera que la redundancia queda tomada en cuenta implícitamente en la determinación del factor de reducción por ductilidad.

## 6 DEFLEXIONES Y DISTORCIONES MÁXIMAS

### 6.1 Reglamento Europeo

El EuroCode (EC8-05) especifica una distorsión máxima igual a  $0.005h/v$  cuando los elementos no estructurales están separados de la estructura principal,  $0.0075h/v$  cuando la estructura tiene elementos no estructurales dúctiles,  $0.010h/v$  cuando los elementos no estructurales están separados de la estructura principal (Ap. 4.4.3.2, EC8-05).

En estos límites enunciados,  $h$  es la altura del entrepiso y  $v$  es un factor que es igual a uno cuando se hace una revisión por limitación de daños, pero toma magnitudes distintas si se realiza una revisión por prevención de colapso.

La definición de este factor de reducción depende de la importancia del edificio y su magnitud está definida en los anexos de cada país dependiendo de las condiciones de riesgo sísmico, pero se recomienda de manera general una magnitud igual a  $v = 0.4$  para estructuras de importancia III y IV y  $v = 0.5$  para importancia I y II. La clasificación de la importancia de los edificios se realiza con la tabla 5.

**Tabla 5** Clasificación de la importancia de los edificios (adaptada de EC8-05)

Importancia	Tipo de edificación
I	Edificios de menor importancia para la seguridad pública como edificios de agricultura, etc.
II	Edificios ordinarios, no incluidos en otras categorías.
III	Edificios cuya resistencia sísmica sea conlleva consecuencias asociadas su colapso, como escuelas, lugares de reunión, instituciones culturales, etc.

IV	Edificios cuya integridad durante los sismos sea de vital importancia para la protección civil, como hospitales, estaciones de bomberos, subestaciones, etc.
----	--

Con lo anterior, el límite para la revisión por colapso de edificios ordinarios es igual a  $0.01h$  cuando los elementos no están separados de la estructura principal,  $0.015h$  cuando los elementos no estructurales son dúctiles y  $0.02h$  cuando los elementos no estructurales están separados de la estructura principal.

## 6.2 Reglamento de los Estados Unidos

El UBC-97 presenta una limitación de deformación con la distorsión calculada elásticamente con la ecuación 12, donde  $\Delta_l$  es  $0.025h$  cuando  $T < 0.7$  segundos y  $0.02h$  cuando  $T > 0.7$  segundos (Tena-Colunga 1999, Tada *et al.* 2003).  $R$  es el factor de reducción por la inherente sobrerresistencia y capacidad de ductilidad global.

$$0.7R\Delta_s \leq \Delta_l \quad (13)$$

En los reglamentos IBC-03, ASCE 7-05 e IBC-06, las deformaciones obtenidas en análisis elásticos deben multiplicarse por  $C_d/I$  para obtener magnitudes realistas de las deformaciones inelásticas (Ap. 12.8.6, ASCE-05), como se indica en la ecuación 14, donde  $I$  es el factor de importancia.

$$\delta_x = C_d \delta_{xe} / I \quad (14)$$

En la ecuación 14,  $\delta_{xe}$  es la deformación determinada en un análisis elástico,  $C_d$  el factor de amplificación de desplazamiento enunciado en la tabla 3 e  $I$  el factor de importancia que toma magnitudes igual a  $I = 1.0$  para estructuras categoría I y II,  $I = 1.2$  para categoría III e  $I = 1.5$  para categoría IV. Las estructuras de categoría I representan estructuras de bajo riesgo de pérdidas humanas, mientras que la categoría IV representa estructuras con pérdidas esenciales.

Para estos reglamentos, la distorsión permisible es  $\Delta = 0.025h$  para estructuras de hasta cuatro niveles de categoría ocupacional I y II (equivalente a estructuras del grupo B de los reglamentos de México) igual  $\Delta = 0.020h$  con categoría ocupacional III y  $\Delta = 0.015h$  con categoría ocupacional IV (equivalente al grupo A de los reglamentos de México) siempre y cuando los muros y elementos no estructurales estén propiamente desligados de la estructura principal (Ap. 12.12.1, ASCE-05).

Cuando los elementos estructurales no están separados de la estructura la deformación permisible es  $\Delta = 0.020h$  para estructuras con categorías I y II,  $\Delta = 0.015h$  para categoría III y  $\Delta = 0.010h$  para categoría IV.

## 6.3 Reglamentos de México

El reglamento del Distrito Federal (RCDF-04) establece en lo que se conoce como "cuerpo principal" un límite de distorsión para la revisión de limitación de daños igual a  $0.006$  cuando los elementos no estructurales no están separados de la estructura principal e igual a  $0.012$  cuando sí lo están, sin que estos límites sean función de la altura o el sistema de estructuración.

Como se había comentado, en el Apéndice A de las NTCS-04 se presenta un método alternativo de diseño más transparente que hace una distinción clara de la aportación por sobrerresistencia y ductilidad. Para hacer la revisión de limitación de daño, este criterio solicita

que la deformación obtenida del análisis multiplicada por  $Q'R/7$  sea menor a  $0.002h$  cuando haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables ligados a la estructura principal y aumenta a  $0.004h$  cuando no los haya.

En lo referente a la revisión por prevención de colapso, el Apéndice A de las NTCS-04 y el MOC-CFE-08 (Tena-Colunga *et al*, 2009) presentan los mismos límites tabulados en función del sistema estructural para las estructuras de acero. Así, las deformaciones actuantes multiplicadas por el factor  $QR$  en el Apéndice A de las NTCS-04 y por  $QR\rho$  en el MOC-CFE-08 debe ser menores a los límites establecidos en la tabla 6.

**Tabla 6** Distorsiones permisibles de entrepiso (adaptada de NTCS-04)

Sistema estructural	Distorsión máxima
Marcos momento – resistentes dúctiles ( $Q= 3$ ó $4$ )	0.030
Marcos momento – resistentes de ductilidad normal ( $Q= 1$ ó $2$ )	0.015
Marcos con contraventeo excéntrico	0.020
Marcos con contraventeo concéntrico	0.015

#### 6.4 Reglamento de Canadá

Conforme al reglamento canadiense, las deformaciones obtenidas en análisis elásticos deben multiplicarse por  $R_d R_o / I_E$  para obtener magnitudes realistas de las deflexiones. Esas distorsiones deben limitarse a  $0.01h_n$  para edificios diseñados post-desastre (importancia extrema),  $0.02h_n$  para escuelas y  $0.025h_n$  para otros edificios (Ap. 4.1.8.13, CNBC-05).

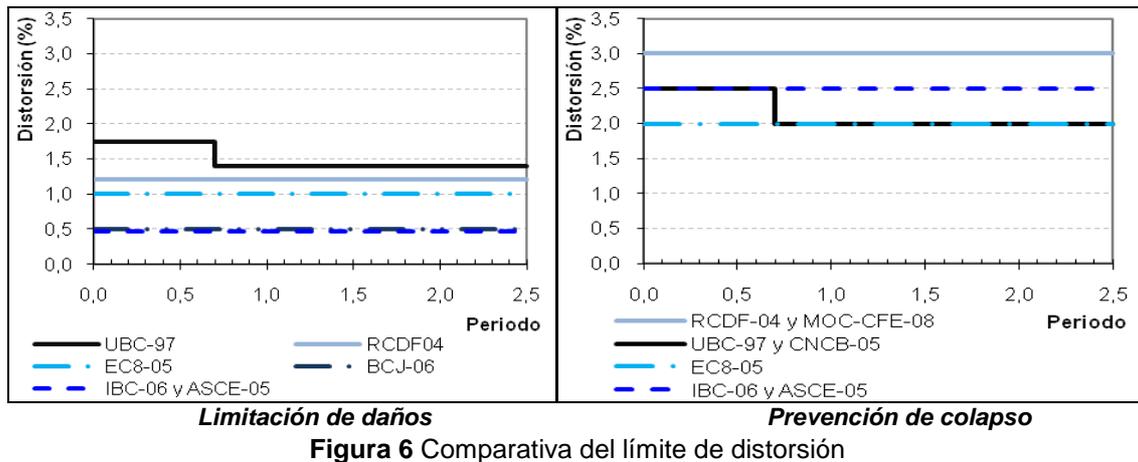
#### 6.5 Reglamentos de Japón

El BCJ-06 propone una limitación de deformación a partir del ángulo de distorsión para la primera revisión con  $\Delta_s \leq 1/200$  rad (Tada *et al*. 2003), que equivale a  $0.005h$  para revisión de limitación de daños.

#### 6.6 Comparación gráfica

En la figura 6, se presenta una comparación gráfica de los límites de distorsión en porcentaje para marcos dúctiles momento resistentes de acero cuando los elementos no estructurales están separados del sistema estructural o pueden redistribuir deformaciones adecuadamente. Se supuso que la estructura es de bajo riesgo de pérdidas humanas (categorías I o II para IBC-06 y ASCE-05 y grupo B para RCDF-04 y MOC-CFE-08).

El UBC-97 es el único que establece un límite de distorsión en función del periodo fundamental de la estructura, que permite una distorsión máxima mayor en estructuras rígidas. La dispersión entre los límites de la revisión por limitación de daños es similar a la que presentan los límites de la revisión por prevención de colapso.



En la revisión por limitación de daños, los reglamentos mexicanos están cercanos al promedio de las magnitudes estipuladas, pero constituyen el límite superior de la revisión por prevención de colapso. Investigaciones realizadas por los autores (Tapia y Tena 2008) en análisis de marcos contraventeados que consideran la capacidad real de rotación inelástica, acortamiento o extensión de las secciones estructurales de los elementos en análisis no lineales y cuyos diseños siguen estrictamente los lineamientos del RCDF-04, reportaron magnitudes de distorsión al colapso menores a lo estipulado en este código, lo que podría reforzar (además de comprobarlo con un mayor número de estudios) la necesidad de reducir este límite.

## 7 CLASIFICACIÓN DE LOS MARCOS DE ACERO

La especificación del AISC de 1969 clasificó los tipos de construcción en tres tipos como Tipo 1, 2 ó 3. La distinción básica era la naturaleza de las conexiones de las vigas a las columnas. La construcción tipo 1 incluía marcos rígidos (momento – resistentes) capaces de transmitir momentos con conexiones completamente restringidas (designación FR). La construcción tipo 2 incluía marcos simples en los cuales no hay transferencia de momentos entre vigas y columnas. La construcción tipo 3 incluía marcos semi-rígidos que usan conexiones parcialmente restringidas (designación PR) y éstas eran permitidas si era posible predecir en forma confiable tanto la flexibilidad de la conexión como su capacidad para transferir momento. Esta misma clasificación es aún aceptada en el LRFD-97, NTCM-04, ASCE-05 y CSA/CAN -06.

Igualmente, todos los reglamentos clasifican las secciones transversales en cuatro tipos o clases dependiendo si alcanzan el momento plástico y la subsecuente redistribución de momentos (tipo 1 para diseño plástico); si las secciones alcanzan el momento plástico, pero no permiten redistribuir momentos (tipo 2, sección compacta); si las secciones alcanzan el momento de fluencia (tipo 3, sección no compacta) y si las secciones presentan pandeo local en compresión (tipo 4, sección esbelta).

### 7.1 Relaciones de esbeltez

Este concepto ha sufrido un cambio evolutivo desde una rígida restricción hasta una recomendación en la que no existen límites de esbeltez estrictos. En las versiones anteriores de los reglamentos comparados las relaciones de esbeltez máximas permitidas en elementos sometidos a compresión eran menores a los límites establecidos actualmente ( $kL/r= 186$  en la versión del CSA/CAN-93;  $kL/r= 167$  en la versión RCDF- para elementos de acero A-36 y  $kL/r=$

120 en la versión del LRFD-93).

Actualmente, el límite tradicional de  $kL/r= 200$  se basó en el juicio profesional y la práctica de la economía en construcción, facilidad de manejo y cuidado requerido para minimizar daño inadvertido durante la fabricación, el transporte y el montaje. Así, todos los reglamentos coinciden en hacer la recomendación de que la relación de esbeltez en miembros en tensión, no excedan de 300. Para miembros diseñados sólo en compresión, se recomienda que la razón de esbeltez no sea mayor que 200 (Ap. E5, ASCE-05; CNBC-05, Ap. D2, LRFD-97; Ap. 2.2.3, NTCM-04).

## 8 COMENTARIOS FINALES

Se presentó un estudio comparativo de las previsiones para el análisis y diseño sísmico de edificios estructurados con marcos de acero conforme a los reglamentos mexicanos (RCDF-04 y MOC-CFE-08), el reglamento europeo (EuroCode 3 y EuroCode 8, 2005), el reglamento canadiense (CNBC-05 y CAN/CSA-06), los reglamentos de Estados Unidos (LRFD-97, UBC-97, IBC-03, ASCE-05, IBC-06 y ATC-08) y el reglamento japonés (BCJ-06).

El criterio para la determinación del cortante lateral resistente establecido en los reglamentos concuerda en disminuir las cargas entre un factor de reducción de fuerzas con fines de diseño por concepto de ductilidad y un factor de reducción por sobrerresistencia, tomando en cuenta las características de la ubicación de la estructura con coeficientes sísmicos basado en mecanismos de falla de columna fuerte – viga débil o de columna fuerte – viga débil – contraviento más débil en el caso de marcos con contravientos.

La metodología de los reglamentos del presente milenio de los Estados Unidos (IBC-03, ASCE 7-05 e IBC-06) presentan algunos cambios o ajustes en relación con el UBC-97, entre los que destacan un mapeo de riesgo sísmico mucho más complejo y elimina algunos factores de ajuste de fuerzas sísmicas, como el que se consideraba cuando la edificación se encontraba cercano de una falla. Estos criterios del IBC podrían guiar a mayor cargas sísmicas en algunas regiones de los Estados Unidos; sin embargo, no son aún tan ampliamente utilizadas como las provisiones japonesas que son menos manipulables con una mayor cantidad de variables en sus ecuaciones.

Un caso similar ocurre con el MOC-CFE-08, cuya más reciente versión se ha esforzado en presentar criterios de diseño sísmico más transparentes, clarificando el procedimiento de diseño o el Apéndice A de las Normas Técnicas del RCDF-04, que aún es poco utilizado en comparación con el cuerpo principal de las NTCS-04, que ofrece espectros de diseño con reducciones por sobrerresistencia ocultas y difíciles de distinguir por los usuarios comunes.

Todos los reglamentos establecen factores de ductilidad mayores o iguales a 4.0 para marcos momento – resistentes dúctiles y mayores a 2.0 para marcos momento – resistentes de ductilidad normal, reconociendo que se podrían alcanzar ductilidades mayores para marcos con detallado dúctil. El RCDF-04 constituye el límite inferior de las magnitudes publicadas, mientras que los reglamentos norteamericanos son el límite superior (5.5 en el IBC-03, ASCE 7-05 e IBC-06 y 5.95 en UBC-97). El Eurocódigo, el reglamento canadiense y el japonés reconocen la posibilidad de que marcos dúctiles momento resistentes alcancen ductilidades de al menos 5.0, para ofrecer un intervalo realista del comportamiento de las estructuras, de manera que la dispersión de las ductilidades propuestas es amplia.

Requiere atención especial la propuesta del Suplemento del CAN/CSA-06, que establece una reducción del factor de ductilidad (ó un aumento de cargas laterales) en función de la altura de la estructura, de manera que este factor de reducción podría adquirir magnitudes aún menores a las especificadas en todos los reglamentos. Resultados de investigaciones recientes conducidas por los autores en marcos dúctiles de acero con contravientos concéntricos ante cargas monótonas crecientes concuerdan con esta propuesta, ya que han

evidenciado una dependencia entre la altura de los modelos y las ductilidades alcanzadas (Tapia y Tena 2008).

Además de enunciar las sobrerresistencias publicadas en los reglamentos, el artículo analiza las fuentes de sobrerresistencia en estructuras metálicas. La mínima magnitud establecida en los reglamentos es del Euro-código igual a 1.25, pero aclara que en el anexo de cada país se deben encontrar factores más adecuados. El reglamento norteamericano es igualmente el límite superior con una magnitud igual a 3.0. Los reglamentos mexicanos (RCDF-04 y MOC-CFE-08) son los únicos que reconocen la dependencia de la sobrerresistencia en función del periodo fundamental, de manera que estructuras más rígidas (o de menor altura) están asociadas a mayores sobrerresistencias debido al mayor impacto de las cargas verticales en su diseño, mientras que estructuras esbeltas alcanzan magnitudes menores. Sin embargo, el RCDF-04 no reconoce que la sobrerresistencia desarrollada por una estructura depende del sistema estructural, como se propone en otros reglamentos como el IBC-03, CNBC-05, ASCE-05 y MOC-CFE-08.

Conforme al reporte del Consejo de Tecnología Aplicada (ATC 63- 05, Secc. 11.2), las magnitudes establecidas en los reglamentos norteamericanos no concuerdan con los valores calculados en investigaciones recientes, que varían entre 1.5 (en el peor de los casos) hasta más de 6.0. Marino y Nakashima (2005) obtienen conclusiones similares, y recomiendan sobrerresistencias mínimas de 3.5 para marcos dúctiles de acero.

El artículo compara algunos aspectos de la definición de los marcos momento – resistentes y los límites de deformación para la revisión por limitación de daños y prevención de colapso. Los límites de deformación de los reglamentos de los Estados Unidos son los únicos que varían con la ductilidad del marco en función del periodo fundamental o la altura del marco, que son además las mayores distorsiones establecidas.

Los resultados de investigaciones recientes han demostrado que no siempre se obtienen los resultados esperados ante las solicitudes máximas siguiendo las premisas iniciales de diseño establecidas en los reglamentos vigentes (Marino y Nakashima 2005, Lacerte y Tremblay 2006, Izvernari et al. 2007, Tapia y Tena 2008, Guilini-Charette 2009), de manera que resulta imprescindible continuar canalizando esfuerzos para establecer metodologías y razonamientos en los reglamentos que permitan establecer premisas de diseño que garanticen el adecuado comportamiento de estas estructuras.

## 9 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la beca otorgada a Edgar Tapia por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México (Conacyt) para sus estudios de doctorado.

## REFERENCIAS

- ASCE 7-05 (2005), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE Standard ACE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineers, ISBN 0-7844-0809-2.
- ATC-63 (2008), *Quantification of buildings seismic performance factors*, ATC-63 Project Report – 90% Draft. FEMA P695, Abril.
- CISC-06, (2006), *Handbook of Steel Construction 5th edition*. Canadian Institute of Steel Construction. Willowdale, Ontario, Canada.
- CNBC-05, (2005), *Code National du Bâtiment – Canada 2005. Volume 1*. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies. Conseil National de

- Recherché, 12th. Ed. Ottawa, ON.
- EC8-05, (2005), *EuroCode – 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European committee for standardization. Brussels, March.
  - Guilini-Charette, K. (2009), "Effets des mouvements sismiques sur les structures en acier de la catégorie des constructions conventionnelles" *Tesis de maestría*. Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal, Canadá. Diciembre.
  - Izvernari, C.; Lacerte, M. y Tremblay, R. (2007), "Seismic performance of multi-storey concentrically braced steel frames designed according to the 2005 Canadian Seismic Provisions", *Memorias, Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Ottawa, Ontario, Canada. Junio.
  - Lacerte, M. y Tremblay, R. (2006), "Making use of brace overstrength to improve the seismic response of multistory split-X concentrically braced steel frames", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 33, p.p. 1005-1021.
  - LRFD-97 (1997), *Manual of Steel Construction. Load Resistance Factor Design*. Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction (AISC).
  - Marino, E. and Nakashima, M. (2005), "Seismic performance and new design procedure for chevron-braced frames". *Earthquake engineering and structural dynamics*. Wiley interScience (www.interscience.wiley.com), pp. 433-452.
  - Mitchel, D.; Tremblay, R.; Karacabeyli, E.; Paultre, P.; Saatcioglu, M. and Anderson, D. (2003). "Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 30, pp. 308 – 327.
  - NTCM-04, (2004), "Normas Técnicas Complementarias para el diseño de Estructuras Metálicas", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décimo cuarta época. Tomo II. No. 103-Bis. Distrito Federal, México.
  - NTCS-04, (2004), "Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décimo cuarta época, tomo II No. 103-BIS, octubre, Distrito Federal, México.
  - Ordaz, M., Miranda, E. y Avilés, J. (2003), "Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 8, No. 2, pp. 189–207.
  - RCDF-04, (2004), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF)". *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décima cuarta época, enero, Distrito Federal, México.
  - Tada, M.; Fukui, T.; Nakashima, M. y Roeder, C. (2003). "Comparison of strength capacity for steel building structures in the United States and Japan", *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol. 4. No. 1. Pp. 37-49. septiembre.
  - Tapia, E. y Tena, A. (2001), "Comparación de los efectos observados en marcos de acero estructural durante los sismos en México (1985), Northridge (1994) y Kobe (1995) y su impacto en las normas de diseño para estructuras metálicas del RCDF-2001", *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco, CDROM, noviembre,
  - Tapia, E. (2005), Estudio de los criterios del RCDF-2004 y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos contraventeados de acero estructural, *Tesis de Maestría*. Universidad Nacional Autónoma de México, abril.
  - Tapia, E. y Tena, A. (2008), "Behavior of moment resisting concentrically braced frames (MRCBFs) of regular buildings in seismic zones", *Memorias, XIV World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China. Artículo No. 05-05-0008, CD-ROM, octubre.
  - Tena-Colunga, A. (1999), "International seismic zone tabulation proposed by the 1997 UBC code: Observations for Mexico", *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 2, pp. 331-360, mayo.

- Tena-Colunga, A., Mena-Hernández, U., Pérez-Rocha, L. E., Avilés, J., Ordaz, M. y Vilar, J. I. (2009), "Updated seismic design guidelines for model building code of Mexico", *Earthquake Spectra*, Vol. 25, No. 4, pp. 869-898, noviembre, doi: 10.1193/1.3240413.
- Tremblay, R. (2005). "Canadian Seismic Design Provisions for steel structures". Proc. of the North American Steel Construction Conference, Montreal, Quebec, pp. 12.

## **ANÁLISIS DE RESPUESTAS DEL EDIFICIO AISLADO CON RESORTES DE ACERO Y AMORTIGUADORES VISCOSOS**

**Roberto Aguiar Falconí<sup>(1)</sup>, Miguel Eduardo Tornello<sup>(2)</sup>**

<sup>(1)</sup> Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército.  
Av. EL Progreso s/n. Valle de los Chillos, Quito-Ecuador.  
[rauiar@espe.edu.ec](mailto:rauiar@espe.edu.ec)

- <sup>(2)</sup> Investigador y responsable del CeReDeTec, Director del Departamento de Ingeniería Civil Universidad Tecnológica Nacional. Rodríguez N° 273 (5500). Mendoza. Argentina.  
[mtornell@frm.utn.edu.ar](mailto:mtornell@frm.utn.edu.ar)

## RESUMEN

En la República de Argentina, la provincia de Mendoza y San Juan, constituyen el centro urbano socio-económico más importante del oeste argentino. Con aproximadamente 2.5 millones de habitantes constituyen las áreas más densamente pobladas de la región oeste del país. Estudios realizados sobre la sismicidad local y regional han demostrado el elevado peligro sísmico de ambas provincias. La zona del Gran Mendoza presenta una historia sísmica importante.

En los últimos 200 años ocurrieron al menos 15 terremotos que ocasionaron daños en las construcciones. El antecedente histórico más importante lo constituye el terremoto de 1861, que provocó la destrucción total de la ciudad y ocasionó la muerte del 60 % de las personas. Por lo tanto la información disponible indica la necesidad de contar con nuevos desarrollos tecnológicos que tiendan a reducir y controlar el efecto de los terremotos destructivos sobre las construcciones emplazadas en las regiones mencionadas.

Se presenta un desarrollo y una aplicación concreta de aislamiento sísmico de base para un edificio típico de la región, de tres niveles, con dispositivos de aislamiento distintos a los habitualmente utilizados a nivel mundial. Se presenta el marco teórico que permite predecir la respuesta sísmica. El trabajo se completa con información sobre la respuesta del edificio ante sismos sensibles ocurridos en la región y que han sido registrados por el instrumental sísmico instalados en el edificio.

## ABSTRACT

In the Republic of Argentina, Mendoza and San Juan, are the centers economic the most important of western Argentina. With approximately 2.5 million people are the most densely populated areas in the western region of the country. Studies of local and regional seismic showed the high seismic hazard in both provinces. The area of Mendoza has an important seismic history.

In the past 200 years occurred at least 15 earthquakes that caused damage to buildings. The historical record most important was the 1861 earthquake, which caused the total destruction of the city and killed 60% of people. Therefore the information available indicates the need for new technological developments that tend to reduce and control the destructive effect of earthquakes on buildings located in the regions mentioned.

A development and practical application of seismic base isolation for a building typical of the region, of three levels, with isolation devices, other than those commonly used worldwide was presented. A theoretical framework to predict the seismic response was presented. Information on building response to earthquakes occurred in the region and have been recorded by seismic instruments installed in the building was presented.

# 1 DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE LOS DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

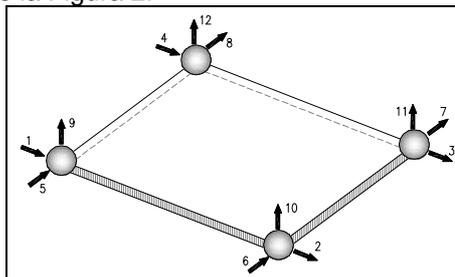
## 1.1 Descripción del modelo matemático simplificado

Inicialmente y con el objeto de evaluar la respuesta de la estructura aislada, se presenta un modelo simplificado de análisis sísmico de estructuras con aisladores de base compuestos por resortes helicoidales de acero instalados junto a amortiguadores viscosos. Es conocido que la presencia de dispositivos de baja rigidez lateral entre la superestructura y la fundación permite desacoplar las respuestas del edificio de los movimientos del suelo ocasionados por el terremoto. Si además, la rigidez vertical también es baja comparada con la de otros dispositivos comúnmente utilizados en técnicas de aislamiento, es posible, simultáneamente, desacoplar la componente vertical del terremoto. El método numérico que responde a un modelo matemático determinado permite obtener las respuestas en el tiempo, del edificio aislado, cuando actúan las tres componentes sísmicas del terremoto.

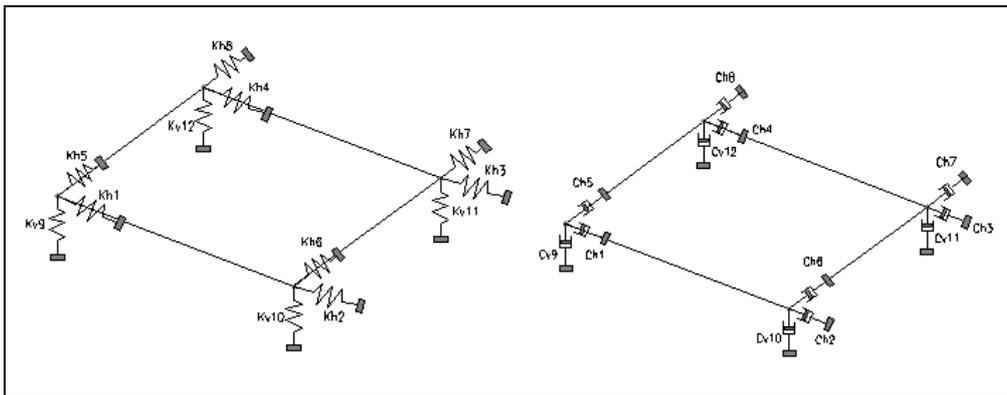
El modelo considera que la superestructura se desplaza como cuerpo rígido ante la acción de un sismo sin embargo, debido a la presencia de los resortes, los desplazamientos verticales en los extremos del edificio serán de signos contrarios debido al efecto pendular de la respuesta (Tornello y Sarrazin, 2007). Es decir, mientras un extremo del edificio aislado asciende, el otro desciende, la diferencia de desplazamientos verticales pone de manifiesto el mecanismo de disipación de energía.

Para el análisis de la respuesta sísmica el método numérico considera concentrada la masa en la posición donde se emplazan los resortes helicoidales y el amortiguador viscoso. En cada masa del sistema de aislamiento se consideran tres grados de libertad, dos desplazamientos horizontales y un desplazamiento vertical, como se muestra en la Figura 1. El problema corresponde a una estructura con cuatro dispositivos de control pasivo por lo tanto nótese que primero se han enumerado los grados de libertad correspondientes a los desplazamientos horizontales en sentido "X", luego los desplazamientos horizontales en sentido "Y" y finalmente los grados de libertad verticales.

Cada dispositivo de control tiene tres rigideces (aisladores helicoidales) según las direcciones X, Y, Z; como se aprecia a la izquierda de la Figura 6.2 y tiene tres factores de amortiguamiento (amortiguador viscoso) dos en sentido horizontal y uno en sentido vertical como se observa a la derecha de la Figura 2.



**Figura 1** Grados de libertad considerados en el sistema de aislamiento



**Figura 2** Rigidez y amortiguamiento de cada aislador helicoidal y amortiguador viscoso.

Las matrices de rigidez,  $K^{(b)}$  y de masa,  $M^{(b)}$  del modelo propuesto, son las expresadas en las expresiones (1) y (2).

$$K^{(b)} = \begin{bmatrix} k_{hx} & 0 & 0 \\ 0 & k_{hy} & 0 \\ 0 & 0 & k_{vz} \end{bmatrix} \tag{1}$$

$$M^{(b)} = \begin{bmatrix} m^{(t)} & 0 & 0 \\ 0 & m^{(t)} & 0 \\ 0 & 0 & m^{(t)} \end{bmatrix} \tag{2}$$

Donde  $k_{hx}$ ,  $k_{hy}$ ,  $k_{vz}$  son submatrices diagonales, cuyos elementos son las rigideces de los aisladores helicoidales en sentido; horizontal en X, horizontal en Y, y vertical, respectivamente. En la expresión 6.2.,  $m^{(t)}$  es una submatriz diagonal, compuesta por cada una de las masas discretas. (Aguar F. R., 2007,).

Con relación al modelo de la Figura 1 y en concordancia con un sistema de aislamiento compuesto por cuatro resortes de acero y cuatro amortiguadores viscosos,  $k_{hx}$  es una submatriz diagonal de cuatro por cuatro, cuyos términos de la diagonal son:  $k_{h1}, k_{h2}, k_{h3}, k_{h4}$ . Los elementos de  $k_{hy}$  son  $k_{h5}, k_{h6}, k_{h7}, k_{h8}$  y los de  $k_{vz}$  son  $k_{v9}, k_{v10}, k_{v11}, k_{v12}$ . Por otro lado, los elementos de la diagonal de la submatriz  $m^{(t)}$  son:  $m_1, m_2, m_3, m_4$ . Las masas discretas  $m_i$  se obtienen en función del peso total de la superestructura, de la losa por encima de los dispositivos de aislamiento y el peso de cada aislador.

La matriz de amortiguamiento  $C^{(b)}$  se obtiene en función de la matriz de masas  $M^{(b)}$  de los modos de vibración, que están agrupados en la matriz modal  $\Phi$  y del amortiguamiento del dispositivo visco elástico (Expresión 3).

$$C^{(b)} = M^{(b)} \Phi \hat{C}^{(b)} \Phi^t M^{(b)} \tag{3}$$

Donde  $\hat{C}^{(b)}$  es una matriz diagonal compuesta por las submatrices que definen el amortiguamiento del dispositivo viscoso (Expresión 4).

$$\hat{\mathbf{C}}^{(b)} = \begin{bmatrix} \hat{\mathbf{C}}_{hx} & 0 & 0 \\ 0 & \hat{\mathbf{C}}_{hy} & 0 \\ 0 & 0 & \hat{\mathbf{C}}_{vz} \end{bmatrix} \quad (4)$$

Para el modelo de la Figura 6.2, los elementos de la diagonal de  $\hat{\mathbf{C}}_{hx}$  son  $\mathbf{C}_{h1}, \mathbf{C}_{h2}, \mathbf{C}_{h3}, \mathbf{C}_{h4}$ . En función del factor de amortiguamiento en sentido horizontal  $\xi_h$ , se tiene que los elementos de la diagonal de  $\hat{\mathbf{C}}_{hx}$  son  $2\xi_{hi} \omega_i m_i$  para "i" de 1 a 4. Siendo  $\xi_{hi}$  el factor de amortiguamiento en sentido X asociado al primer modo de vibración;  $m_i$  es la masa discreta  $i$ ;  $\omega$  es la frecuencia de vibración para el modo  $i$ ; los valores de las submatrices  $\hat{\mathbf{C}}_{hy}, \hat{\mathbf{C}}_{vz}$  son similares, es decir, el subíndice  $i$ , es modo de vibración para el caso de la frecuencia natural  $\omega$  para el factor de amortiguamiento  $\xi$ , pero  $i$ , también es masa discreta.

Para la dirección Y se trabajará con el factor de amortiguamiento en sentido Y; para la dirección Z, con el factor de amortiguamiento vertical. Cada amortiguador viscoso tiene tres factores de amortiguamiento, dos en sentido horizontal y uno en sentido vertical.

El modelo matemático desarrollado considera que la superestructura se mueve como cuerpo rígido. En consecuencia no hay ninguna aceleración que provenga de la superestructura y que actúe en los dispositivos de aislamiento. Por lo tanto, la ecuación diferencial del sistema de aislamiento que se resuelve es la indica como expresión 5.

$$\mathbf{M}^{(b)} \ddot{\mathbf{q}}^{(b)} + \mathbf{C}^{(b)} \dot{\mathbf{q}}^{(b)} + \mathbf{K}^{(b)} \mathbf{q}^{(b)} = -\mathbf{M}^{(b)} \mathbf{J} \ddot{\mathbf{U}}_g \quad (5)$$

Donde  $\mathbf{q}^{(b)}, \dot{\mathbf{q}}^{(b)}, \ddot{\mathbf{q}}^{(b)}$  son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración del sistema de aislamiento. Se hace notar que primero se enumeran todas las coordenadas en sentido X, luego en sentido Y, finalmente en Z, como se indica en la Figura 6.1. En estas condiciones y cuando solo actúa sismo en sentido X, el vector  $\mathbf{J}' = [1 \ 0 \ 0]$ ; para sismo en sentido Y el vector  $\mathbf{J}' = [0 \ 1 \ 0]$  y para sismo en Z,  $\mathbf{J}' = [0 \ 0 \ 1]$ . Siendo  $\mathbf{1}$  el vector unitario y  $\mathbf{0}$ , un vector compuesto por ceros. El orden de estos vectores  $\mathbf{1}$  y  $\mathbf{0}$  es igual al número de masas discretas. Con esta consideración la aceleración del suelo  $\ddot{\mathbf{U}}_g$  puede ser  $\ddot{\mathbf{U}}_{gx}$  para sismo en sentido X;  $\ddot{\mathbf{U}}_{gy}$  para sismo en sentido Y;  $\ddot{\mathbf{U}}_{gz}$  para sismo en sentido Z.

## 1.2 Desplazamientos a nivel de los dispositivos de aislamiento

Con el modelo matemático descrito en el punto anterior, se determina la historia de desplazamientos para tres terremotos con características de falla cercana. En la Figura 3 se indican los resultados obtenidos, en términos de desplazamientos horizontales ( $q_h$ ) a nivel de los dispositivos de aislamiento, para el terremoto de New Hall, estación Fire-Station, mientras que en Figura 4 se observan los desplazamientos verticales ( $q_v$ ), también a nivel de los dispositivos de aislamiento.

En las Figuras 5 y 6 se indican las mismas respuestas pero para el terremoto de Northridge, estación Sylmar y en las Figuras 7 y 8, las respuestas para el terremoto de Kobe, estación JMA.

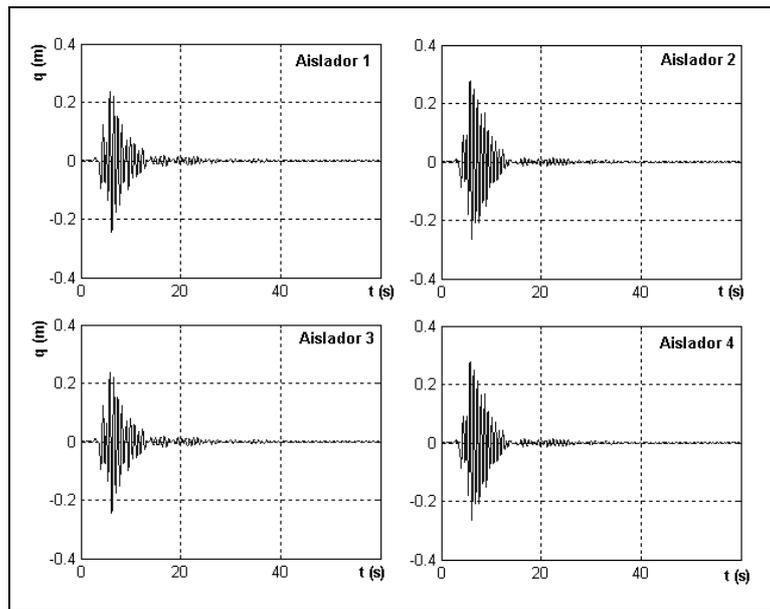


Figura 3 Desplazamientos en sentido X. Acelerograma de New Hall (1994)

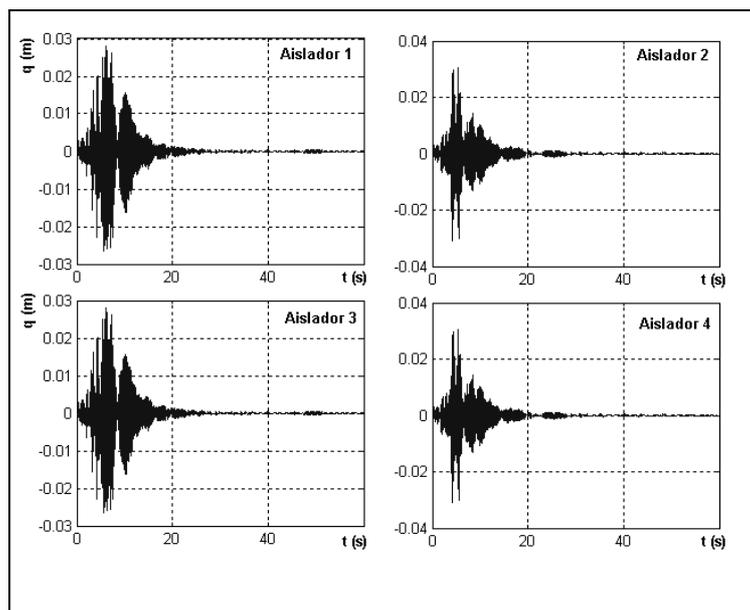


Figura 4 Desplazamientos en sentido vertical. Acelerograma de New Hall (1994)

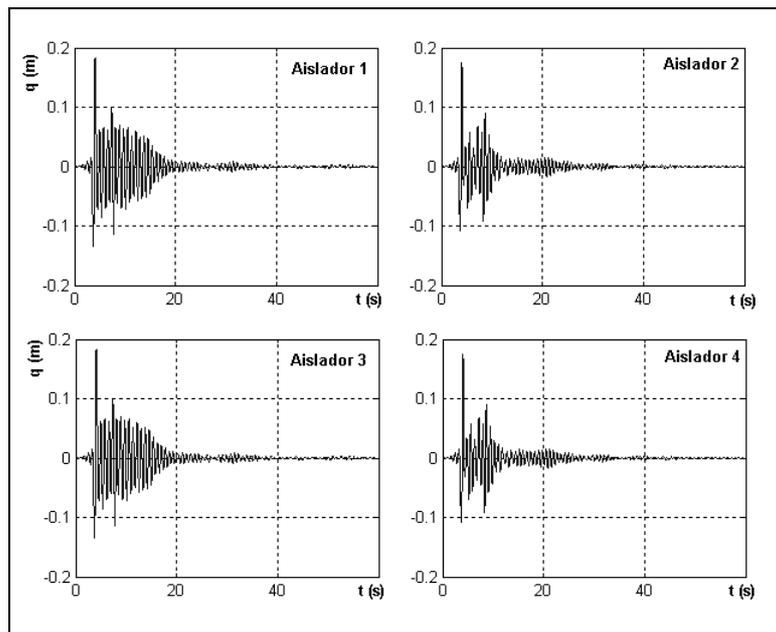


Figura 5 Desplazamientos en sentido X. Acelerograma de Sylmar (1994)

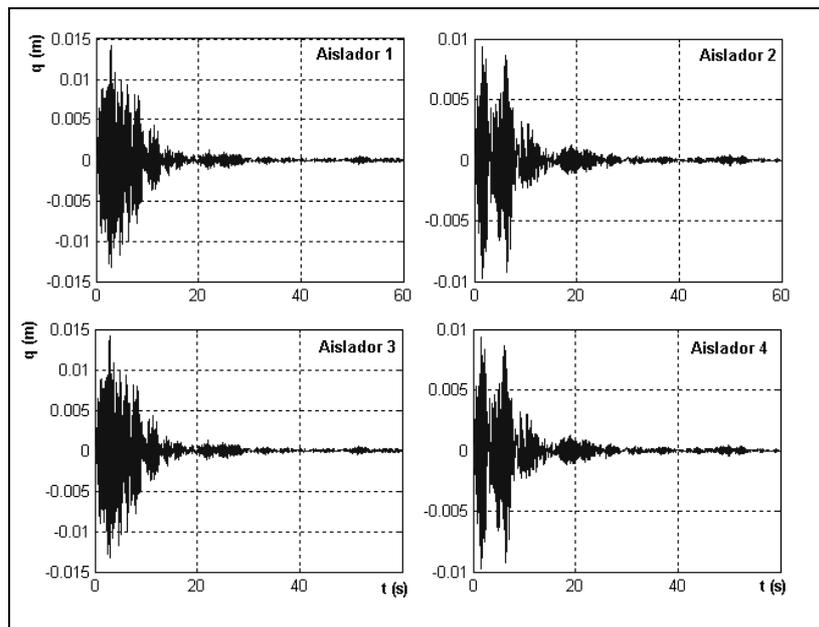


Figura 6 Desplazamientos en sentido vertical. Acelerograma de Sylmar (1994)

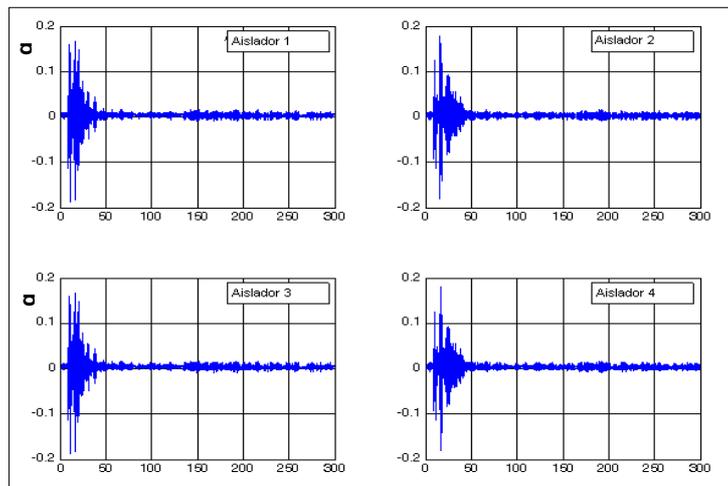


Figura 7 Desplazamientos en sentido X. Acelerograma de Kobe (1995)

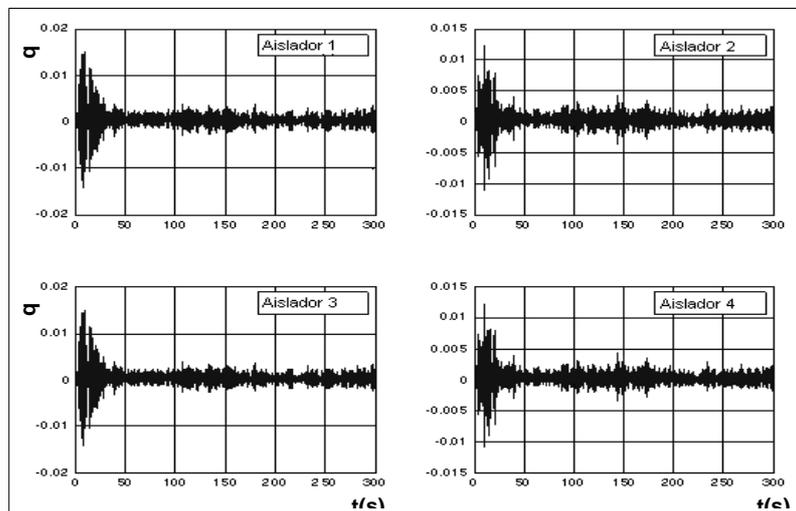


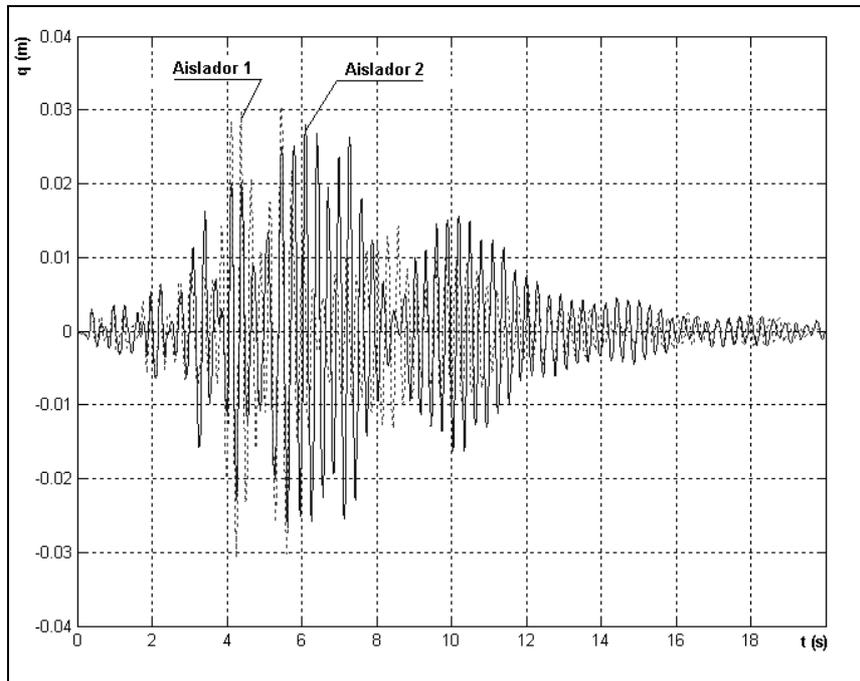
Figura 8 Desplazamientos en sentido vertical. Acelerograma de Kobe (1995)

Los aisladores de resortes presentan, como característica distintiva respecto a otros dispositivos frecuentemente utilizados, que su rigidez vertical es baja comparada, por ejemplo, con dispositivos del tipo friccionales o elastoméricos. Este concepto puede consultarse en (Tornello y Sarrazin, 2007). Si se considera al edificio como un cuerpo rígido, apoyado sobre resortes helicoidales de acero y amortiguadores visco elásticos, con rigidez horizontal,  $K_h$  y vertical  $K_v$ , el edificio aislado presenta, como mecanismo de disipación de energía, modos pendulares con centros de rotación superior e inferior.

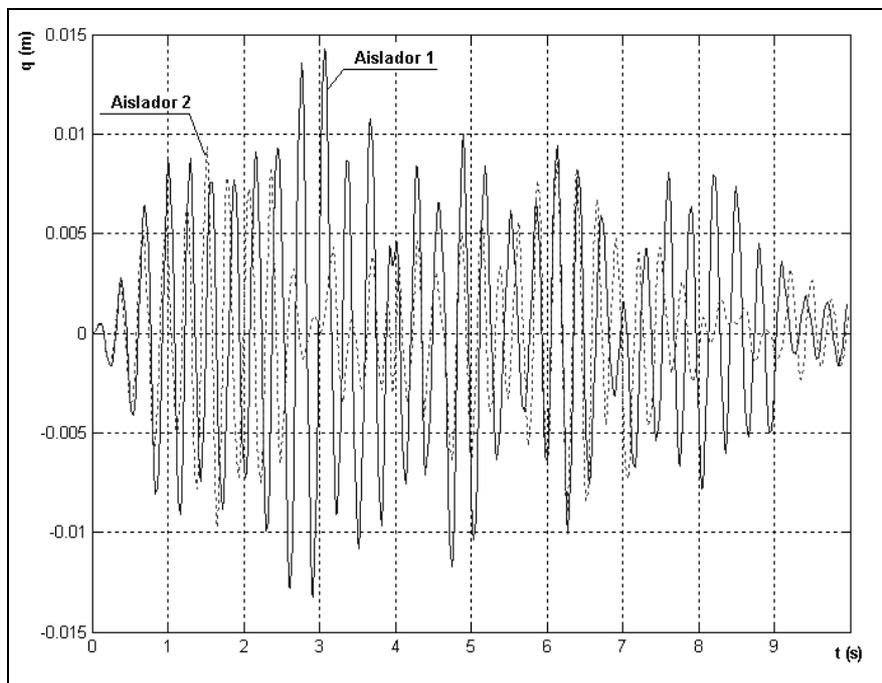
En el mecanismo de disipación de energía, los desplazamientos verticales de los dispositivos de aislamiento de dos aisladores ubicados en un extremo son diferentes a los otros dos ubicados en el extremo opuesto. Es decir que mientras los aisladores ubicados en las posiciones coincidentes con los grados de libertad 9 y 12 suben, los emplazados en las direcciones coincidentes con los grados de libertad 10 y 11 se comprimen. Los grados de libertad han sido indicados en la Figura 1. La diferencia de desplazamientos verticales provoca un movimiento pendular del edificio (Tornello M. et al, 2007).

La respuesta obtenida en términos de desplazamientos verticales se muestra en la Figura 9, para el terremoto de New Hall, mientras que la Figura 10 y 11 muestra los desplazamientos verticales para el terremoto de Northridge estación Sylmar y Kobe, estación

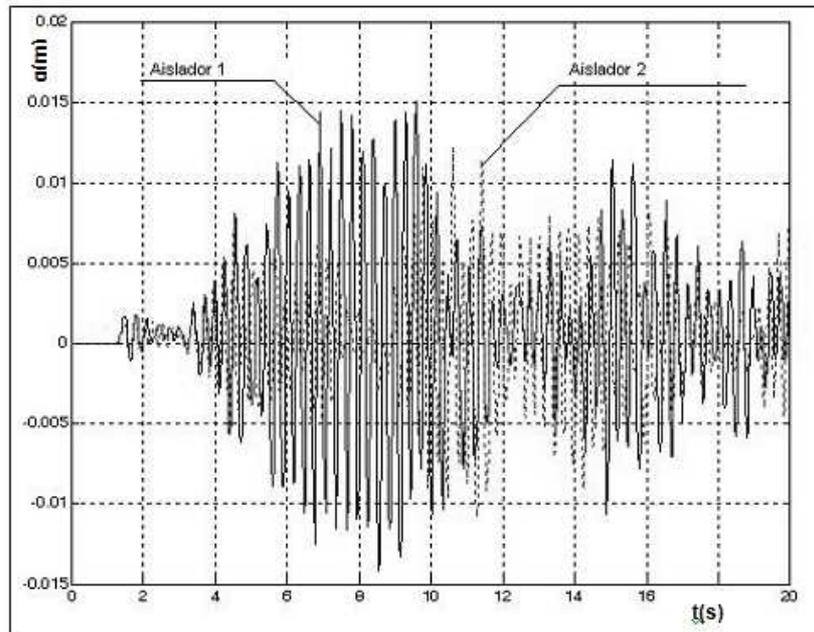
JMA, respectivamente.



**Figura 9** Desplazamientos verticales aisladores 1 y 2, opuestos entre sí. Terremoto New Hall (1994).



**Figura 10** Desplazamientos verticales aisladores 1 y 2, opuestos entre sí. Terremoto Sylmar (1994).



**Figura 11** Desplazamientos verticales aisladores 1 y 2, opuestos entre sí. Terremoto Kobe (1995).

Como consecuencia de una mayor carga vertical en uno de los lados del edificio, dos de los paquetes están compuestos por 30 resortes, con una capacidad de carga vertical de 921 KN y los otros dos por 28, con una capacidad de carga vertical de 768 KN. En Tabla 1 se resumen las características del sistema de aislamiento haciendo referencia a los dos tipos de aisladores.

**Tabla 1** Parámetros característicos del sistema de aislamiento.

Parámetro	Notación	28 Resortes	30 Resortes	Unidad
Capacidad nominal a carga vertical	$F_v$	768	921	KN
Rigidez vertical	$K_v$	29.50	35.40	KN/mm
Rigidez horizontal	$K_h$	3.94	4.73	KN/mm
Amortiguamiento horizontal	$c_h$	26	26	%
Amortiguamiento vertical	$c_v$	13	13	%
Diámetro exterior del resorte	D	105	105	mm.
Diámetro espira resorte	d	26	26	mm.
Altura libre del resorte	$h_s$	271	272	mm.

En la Tabla 2, se resumen las respuestas en términos de desplazamientos horizontales y verticales máximos del edificio aislado y a nivel de dispositivos de aislamiento sísmico.

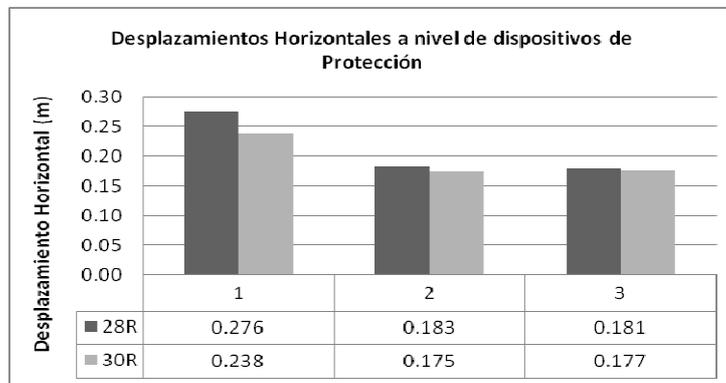
**Tabla 2** Desplazamientos horizontales y verticales máximos a nivel de dispositivos de protección.

Aislador	Terremoto de New Hall Estación: Fire Station	Terremoto de Northridge Estación: Sylmar	Terremoto de Kobe Estación: JMA
----------	---	---	------------------------------------

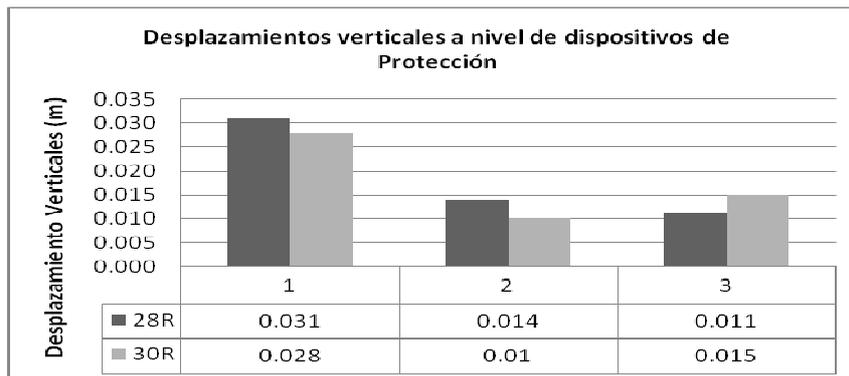
	(1)		(2)		(3)	
	$q_h$ (m)	$q_v$ (m)	$q_h$ (m)	$q_v$ (m)	$q_h$ (m)	$q_v$ (m)
28 Resortes	0.276	0.031	0.183	0.014	0.181	0.011
30 Resortes	0.238	0.028	0.175	0.010	0.177	0.015

Aislador	Terremoto Cape Mend. Estación: Cape Mend. (4)		Terremoto de Coalinga Estación: Transmitter Hill (5)		Terremoto de El Centro Estación: Array N° 6 (3)	
	$q_h$ (m)	$q_v$ (m)	$q_h$ (m)	$q_v$ (m)	$q_h$ (m)	$q_v$ (m)
28 Resortes	0.069	0.016	0.185	0.015	0.148	0.028
30 Resortes	0.051	0.013	0.182	0.012	0.115	0.026

En la Figura 12 se grafican los desplazamientos horizontales a nivel de los dispositivos de protección para los aisladores compuestos por 28 y 30 resortes y para los tres casos analizados. De igual manera en la Figura 13 se grafican los desplazamientos verticales.



**Figura 12** Desplazamientos horizontales a nivel de los dispositivos de protección sísmica para tres terremotos estudiados

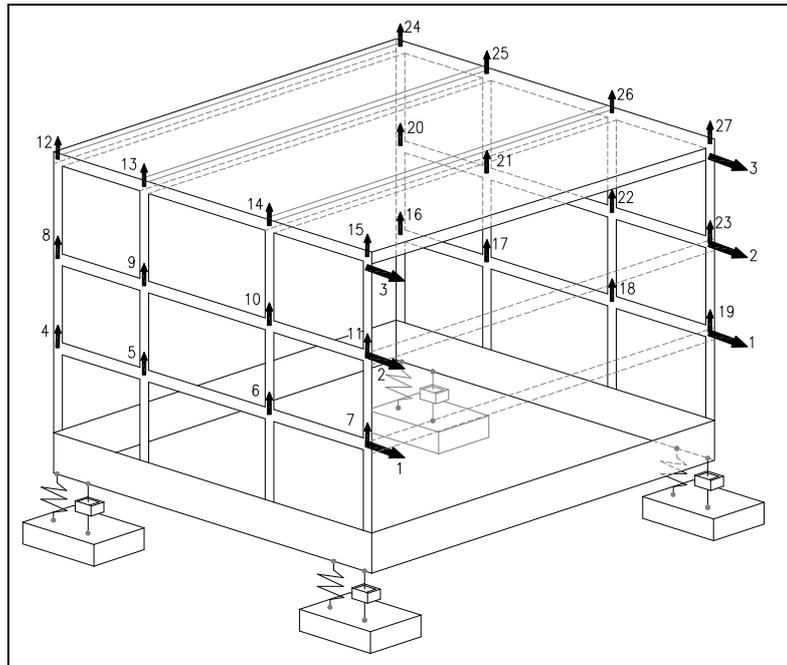


**Figura 13** Desplazamientos verticales a nivel de los dispositivos de protección sísmica para tres terremotos estudiados

## 2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO SIMPLIFICADO

### 2.1 Descripción del modelo matemático

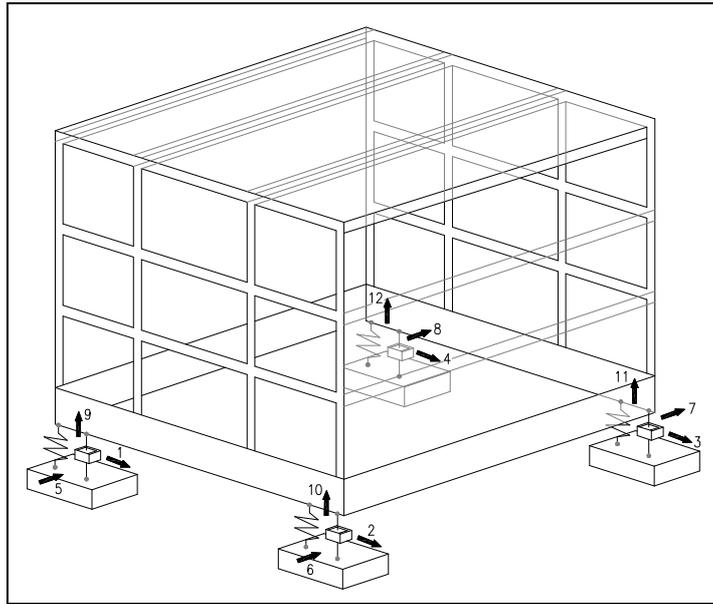
El modelo matemático de análisis admite que las losas de la superestructura son rígidas en el plano horizontal razón por la cual se considera un grado de libertad vertical en cada uno de los nudos de la superestructura. Por otra parte, en función de la hipótesis asumida, se puede admitir que el piso experimenta el mismo desplazamiento horizontal. En la Figura 14 se indican los grados de libertad considerados; nótese que primero se han enumerado los desplazamientos horizontales de piso y posteriormente los desplazamientos verticales.



**Figura 14** Grados de libertad considerados para la superestructura

La estructura analizada e indicada en la Figura 14 tiene 27 grados de libertad (27 desplazamientos), 3 en sentido horizontal en sentido X y 24 en sentido vertical. Estos desplazamientos se agrupan en un vector  $\mathbf{u}$ . El modelo es útil para el análisis sísmico de la estructura ante la acción de dos componentes sísmicas, una horizontal en la dirección de los desplazamientos horizontales y otra vertical. Se define al vector transpuesto  $\mathbf{u}^t = [\mathbf{u}_x \quad \mathbf{u}_z]$  donde  $\mathbf{u}_x$  es el vector que contiene a los desplazamientos de piso en sentido horizontal;  $\mathbf{u}_z$  el vector que contiene a los desplazamientos de cada nudo en sentido vertical.

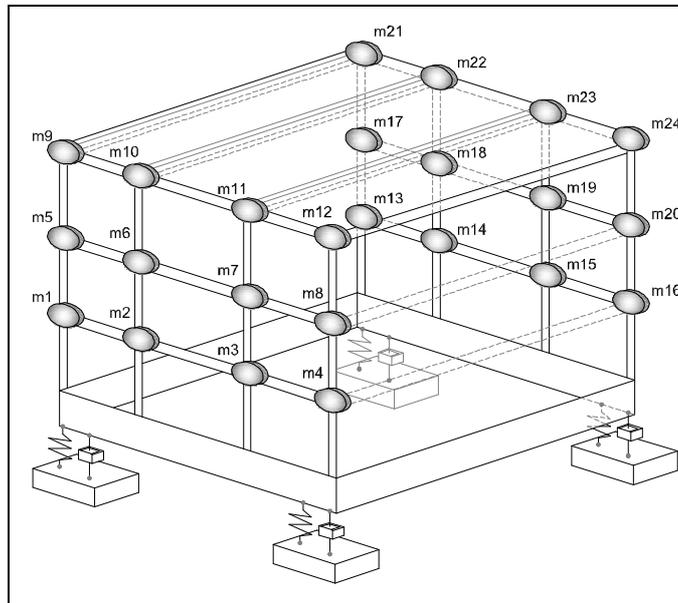
Para los dispositivos de aislamiento se han considerado tres grados de libertad en cada dispositivo de control (Figura 15). Primero se han enumerado los desplazamientos en sentido X, luego en sentido Y y finalmente los desplazamientos verticales. Dado que la estructura tiene 4 dispositivos de aislamiento, se tendrán 12 grados de libertad los cuales se los agrupa en un vector  $\mathbf{q}$ . El vector transpuesto se define como  $\mathbf{q}^t = [\mathbf{q}_x \quad \mathbf{q}_y \quad \mathbf{q}_z]$ . Donde  $\mathbf{q}_x$  es un vector compuesto por los desplazamientos en sentido X,  $\mathbf{q}_y, \mathbf{q}_z$  vectores conformados por los desplazamientos del sistema de aislación en sentido Y, y Z.



**Figura 15** Grados de libertad del sistema de aislamiento

La Figura 16 indica la posición de las masas discretizadas en cada nudo de la superestructura. La numeración de las masas está en concordancia con la numeración de los grados de libertad mostrados en la Figura 14. Primero se enumeran las masas de todo un plano vertical desde el primer piso hasta el último piso, luego la enumeración continúa en el siguiente elemento.

En la Figura 17 se indica la discretización de las masas del sistema de aislamiento. Cada una de estas masas se obtiene tomando en cuenta el peso de la superestructura, de la losa ubicada por encima de los dispositivos de aislamiento y de los propios dispositivos de control.



**Figura 16** Discretización de las masas en la superestructura.

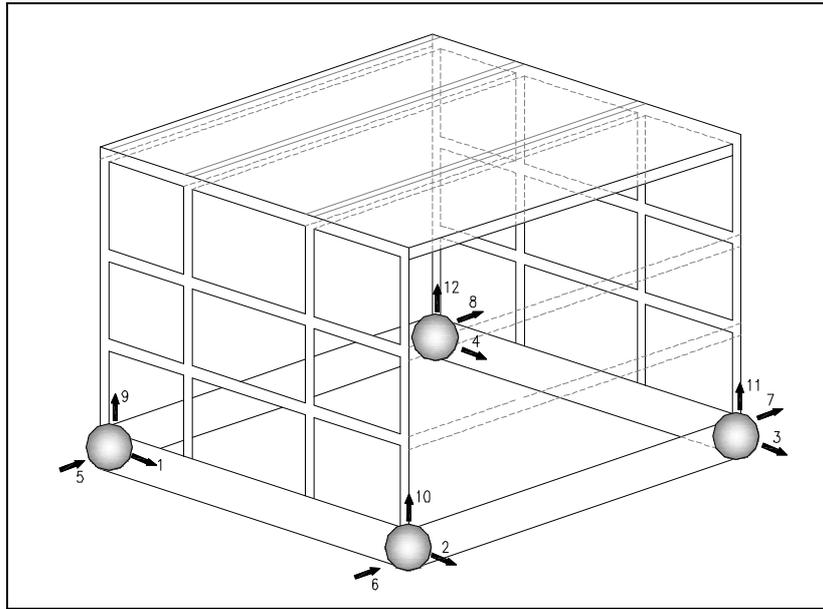


Figura 17 Discretización de las masas en el sistema de aislamiento

## 2.2 Matrices de la superestructura

La matriz de rigidez  $\mathbf{K}^{(s)}$  de la superestructura se obtiene a partir de la matriz de rigidez lateral-vertical,  $\mathbf{K}_{L-V}$  de cada uno de los planos verticales. En cada plano se considera que las vigas son axialmente rígidas de tal manera de tener un único desplazamiento horizontal por piso y que las columnas son totalmente flexibles. En consecuencia se tiene un desplazamiento horizontal por piso y dos grados de libertad en cada nudo, el desplazamiento vertical y la rotación.

Se encuentra la matriz de rigidez completa del pórtico con los grados de libertad indicados y luego se condensa para tener solo desplazamientos horizontales de piso y desplazamientos verticales en cada nudo. A esta matriz se denomina matriz de rigidez lateral-vertical  $\mathbf{K}_{L-V}$  (Aguiar *et al* 2008). Posteriormente se encuentra la matriz de rigidez de la superestructura  $\mathbf{K}^{(s)}$  por ensamblaje directo (Aguiar, 2004).

La matriz de masas  $\mathbf{M}^{(s)}$  de la superestructura se halla evaluando la energía cinética de la estructura (R. Aguiar 2007). Para el modelo numérico de cálculo indicado precedentemente, la forma de la matriz diagonal  $\mathbf{M}^{(s)}$  es la que se indica en la expresión (6)

$$\mathbf{M}^{(s)} = \begin{bmatrix} \mathbf{m}^{(st)} & \\ & \mathbf{m}^{(sp)} \end{bmatrix} \quad (6)$$

En la expresión anterior  $\mathbf{m}^{(st)}$  es una matriz diagonal compuesta por la masa total del piso 1, la masa total del piso 2, la masa total del piso n,  $\mathbf{m}^{(sp)}$ , Es una matriz diagonal compuesta por cada una de las masas discretas de la superestructura, desde la primera masa concentrada  $\mathbf{m}$ , hasta la última masa considerada en el modelo.

Una vez encontradas las matrices de masa  $\mathbf{M}^{(s)}$  y de rigidez  $\mathbf{K}^{(s)}$  se encuentra la matriz modal  $\Phi^{(s)}$  de la superestructura y se encuentra la matriz de amortiguamiento  $\mathbf{C}^{(s)}$  de la subestructura con la siguiente ecuación.

$$\mathbf{C}^{(s)} = \mathbf{M}^{(s)} \boldsymbol{\Phi}^{(s)} \hat{\mathbf{C}}^{(s)} \boldsymbol{\Phi}^{(s)t} \mathbf{M}^{(s)} \quad (7)$$

### 2.3 Matrices del sistema de aislamiento

Como ya se ha dicho en los puntos anteriores, cada dispositivo de control posee tres rigideces según las direcciones X, Y, Z, debido a la presencia de los aisladores de resortes. También tiene tres factores de amortiguamiento, dos en sentido horizontal y uno en sentido vertical, debido a la presencia de los amortiguadores. El modelo es el indicado en la Figura 2.

La matrices de rigidez,  $\mathbf{K}^{(b)}$  y de masa,  $\mathbf{M}^{(b)}$  se determina de acuerdo a lo indicado en el punto 1.1. La matriz de amortiguamiento  $\mathbf{C}^{(b)}$  se evalúa con la expresión 3 y la matriz diagonal  $\hat{\mathbf{C}}^{(b)}$  que definen el amortiguamiento del amortiguador viscoso con la expresión 4.

### 2.4 Sistemas de ecuaciones diferenciales

El sistema de ecuaciones diferenciales tanto para los dispositivos de aislamiento como para la superestructura se indica en las expresiones (8) y (9) (Aguiar et al. 2008).

$$\mathbf{M}^{(b)} \ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}^{(b)} \dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}^{(b)} \mathbf{q} = -\mathbf{M}^{(b)} \mathbf{r}^{(b)} \ddot{\mathbf{u}}_g - \mathbf{r}^{(s)t} \mathbf{M}^{(s)} \ddot{\mathbf{u}} \quad (8)$$

$$\mathbf{M}^{(s)} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}^{(s)} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}^{(s)} \mathbf{u} = -\mathbf{M}^{(s)} \mathbf{r}^{(s)} [\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{r}^{(b)} \ddot{\mathbf{u}}_g] \quad (9)$$

En las expresiones anteriores,  $\mathbf{q}$ ,  $\dot{\mathbf{q}}$ ,  $\ddot{\mathbf{q}}$  son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración del sistema de aislamiento;  $\mathbf{r}^{(b)}$  es un vector que relaciona los grados de libertad del sistema de aislamiento con la componente sísmica de movimiento del suelo;  $\mathbf{u}$ ,  $\dot{\mathbf{u}}$ ,  $\ddot{\mathbf{u}}$  son los vectores de desplazamiento velocidad y aceleración de los grados de libertad de la superestructura;  $\mathbf{r}^{(s)}$  es similar a  $\mathbf{r}^{(b)}$  pero en la superestructura. Tanto el vector  $\mathbf{r}^{(b)}$  como  $\mathbf{r}^{(s)}$  están compuestos únicamente por 0 y 1. El 1 se ubica en las coordenadas que están relacionadas con el movimiento del suelo. Finalmente  $\ddot{\mathbf{u}}_g$  es la componente sísmica del movimiento del suelo. Si se está analizando para sismo horizontal será  $\ddot{\mathbf{u}}_{gx}$ , si es para sismo vertical será  $\ddot{\mathbf{u}}_{gz}$ .

Es importante destacar que los grados de libertad de la superestructura son desplazamientos relativos con respecto al movimiento del sistema de aislamiento. Por este motivo es que la matriz de masas es diagonal.

Para los dispositivos de aislamiento, la solución del sistema de ecuaciones diferenciales considera que  $\ddot{\mathbf{u}} = \mathbf{0}$ . Es decir que aceleración proveniente de la superestructura no influye en el movimiento del sistema de aislamiento (J. Kulkarni et al, 2002). Para encontrar la respuesta en el tiempo del sistema de aislamiento, con la citada hipótesis, se resuelve el sistema de ecuaciones diferenciales indicado en (10).

$$\mathbf{M}^{(b)} \ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}^{(b)} \dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}^{(b)} \mathbf{q} = -\mathbf{M}^{(b)} \mathbf{r}^{(b)} \ddot{\mathbf{u}}_g \quad (10)$$

Para encontrar la respuesta de la superestructura se trabaja con la ecuación diferencial completa (8) y (9).

### 3 RESULTADOS

#### 3.1 Aceleraciones de ingreso a la superestructura

La respuesta medida en la superestructura,  $\ddot{\mathbf{q}}$ , es función del acelerograma definido por la excitación sísmica,  $\ddot{\mathbf{u}}_g$ . Las dos aceleraciones se muestran en las Figuras.18 y 19, para los terremotos de New Hall y Sylmar respectivamente. En la parte superior de las figuras se representa la historia de aceleraciones horizontales, mientras que en la parte inferior se indica la historia de aceleraciones verticales.

De las gráficas se deduce que, en general, hay una amplificación de las aceleraciones horizontales y verticales medidas inmediatamente por encima de los dispositivos de aislamiento. Los resultados para un número mayor de terremotos y una comparación de las aceleraciones del edificio aislado con relación al mismo, pero de base fija, puede encontrarse en Tornello et al, 2007. La amplificación de las aceleraciones horizontales está asociada a un mayor amortiguamiento del sistema de aislamiento y depende de las características y contenidos de frecuencia de los acelerogramas que se utilicen para evaluar las respuestas en la superestructura (Tornello et al, 2008).

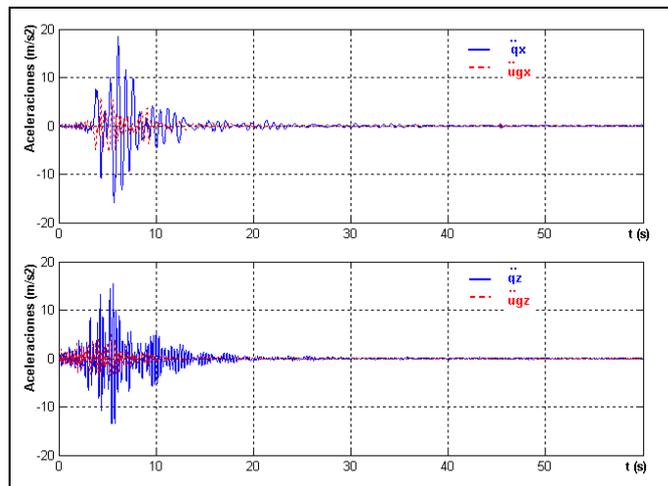


Figura 18 Aceleraciones de ingreso a superestructura. Registro New Hall. Fire Station

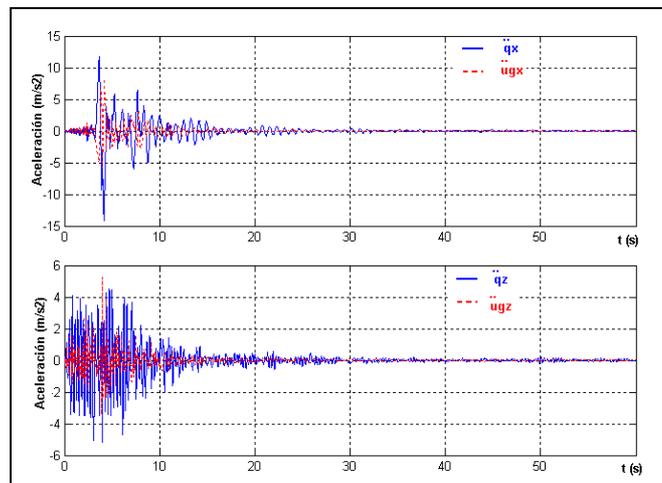


Figura 19 Aceleraciones de Ingreso a superestructura. Registro Northridge. Estación Sylmar

### 3.2 Respuestas en la superestructura

La historia de la respuesta en término de desplazamientos horizontales, en cada nivel del edificio, se indica en Figura 20, para el acelerograma de New Hall y en Figura 21 se muestra el obtenido para el registro de Sylmar. Los desplazamientos que muestran las gráficas son relativos con respecto al corrimiento de los dispositivos de control.

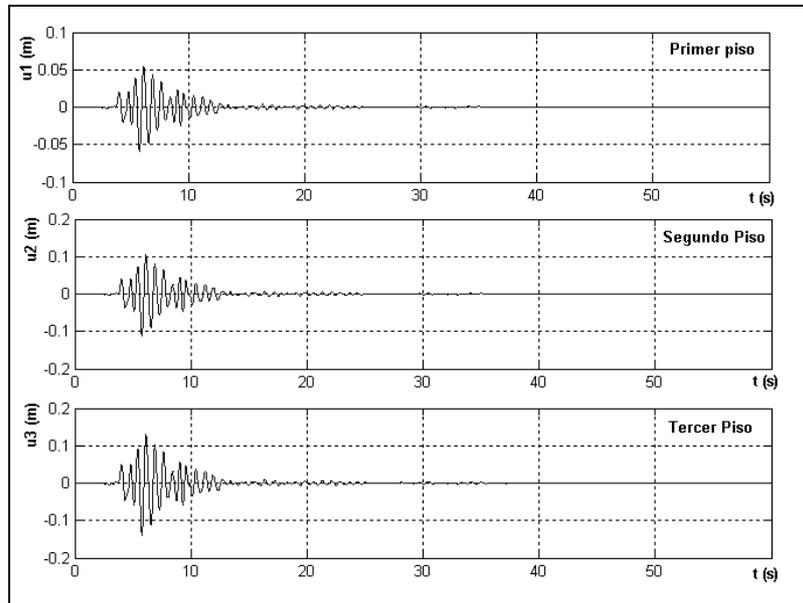


Figura 20 Desplazamientos horizontales en superestructura. Registro New Hall. Fire Station

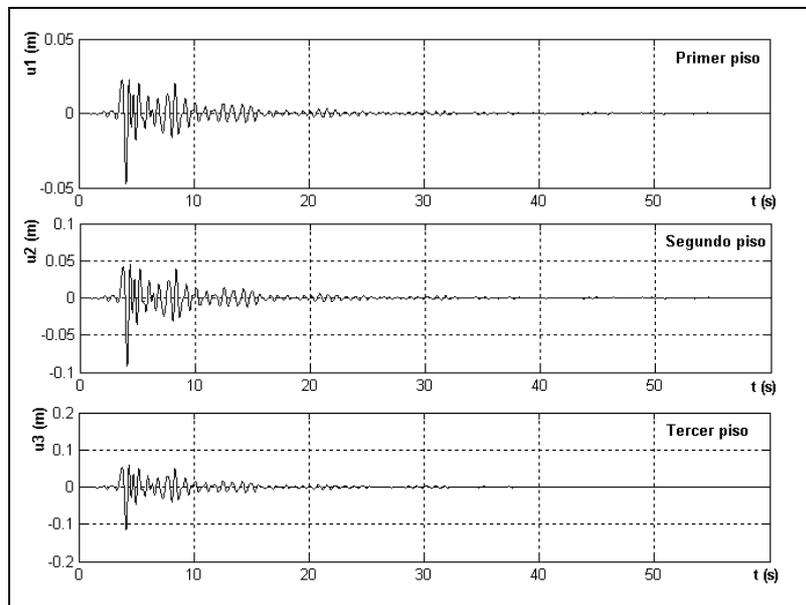


Figura 21 Desplazamientos horizontales en superestructura. Registro Northridge. Sylmar

En las Figuras 22 y 23 se muestran los desplazamientos verticales en cada nivel del edificio, para los terremotos de New Hall y Sylmar respectivamente. Los resultados indican que los desplazamientos verticales de la superestructura son prácticamente despreciables comparados con los desplazamientos horizontales de la misma.

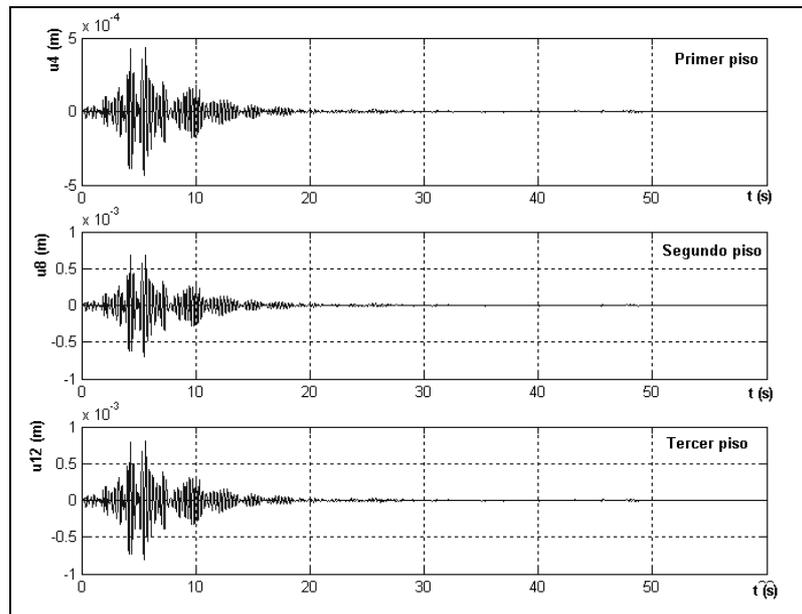


Figura 22 Desplazamientos verticales en superestructura. Registro New Hall. Fire Station.

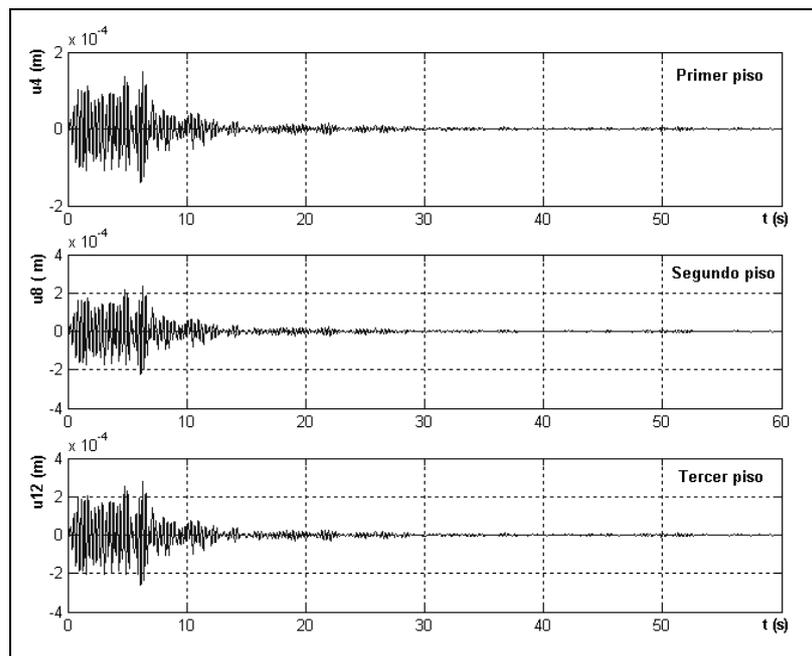


Figura 23 Desplazamientos verticales en superestructura. Registro de Northridge. Sylmar.

En la Tabla 3 se resumen las respuestas en términos de desplazamientos horizontales ( $q_h$ ) y verticales ( $q_v$ ) en cada nivel del edificio. El nivel indicado como (0) en la tabla, corresponde al nivel de los dispositivos de protección.

**Tabla 3** Desplazamientos horizontales y verticales en cada nivel del edificio

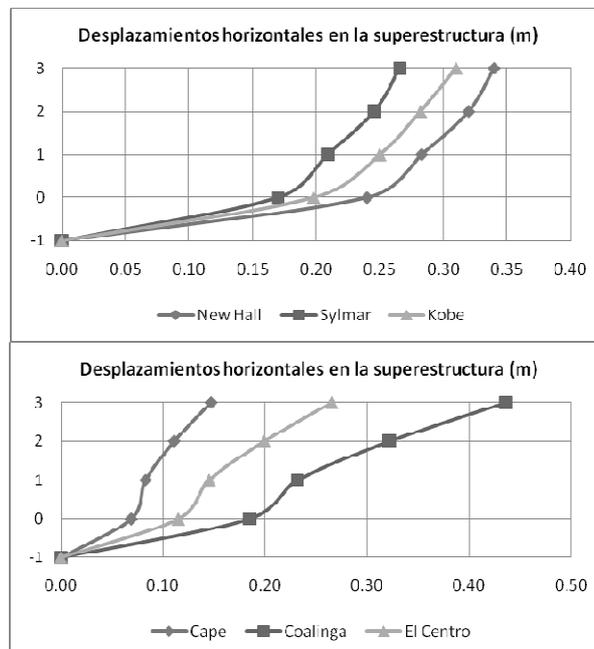
Nivel	Terremoto de New Hall Estación Fire Station		Terremoto Northridge Estación Sylmar		Terremoto de Kobe Estación JMA	
	$q_h$ (m)	$q_v$ (m)	$q_h$ (m)	$q_v$ (m)	$q_h$ (m)	$q_v$ (m)
3	0.340	0.031	0.266	0.017	0.310	0.017
2	0.320	0.031	0.246	0.017	0.282	0.016
1	0.283	0.031	0.209	0.016	0.250	0.016
0	0.240	0.030	0.170	0.015	0.198	0.015

Nivel	Terremoto Cape Mend. Estación Cape Mend.		Terremoto Coalinga Estación Transmitter Hill		Terremoto de El Centro Estación Array N° 6	
	$q_h$ (m)	$q_v$ (m)	$q_h$ (m)	$q_v$ (m)	$q_h$ (m)	$q_v$ (m)
3	0.147	0.014	0.436	0.017	0.265	0.029
2	0.111	0.014	0.322	0.016	0.199	0.029
1	0.083	0.014	0.232	0.016	0.145	0.028
0	0.069	0.013	0.185	0.015	0.115	0.027

La variación de los desplazamientos horizontales con la altura del edificio manifiesta, para todos los casos estudiados, el efecto pendular de la construcción frente al movimiento del terreno y pone en evidencia el mecanismo de disipación de energía del sistema de aislamiento. En cambio los desplazamientos verticales permanecen constantes con la altura del edificio.

Cuando se utilizan dispositivos de protección del tipo elastoméricos o friccionales, a diferencia de los estudiados en el presente capítulo, los desplazamientos se concentran a nivel de los aisladores y permanecen constantes con la altura del edificio (Tornello et. al, 2007).

En la Figura 24 se grafican los desplazamientos horizontales de la superestructura y en la Figura 25 los desplazamientos verticales.

**Figura 24** Desplazamientos horizontales en la superestructura

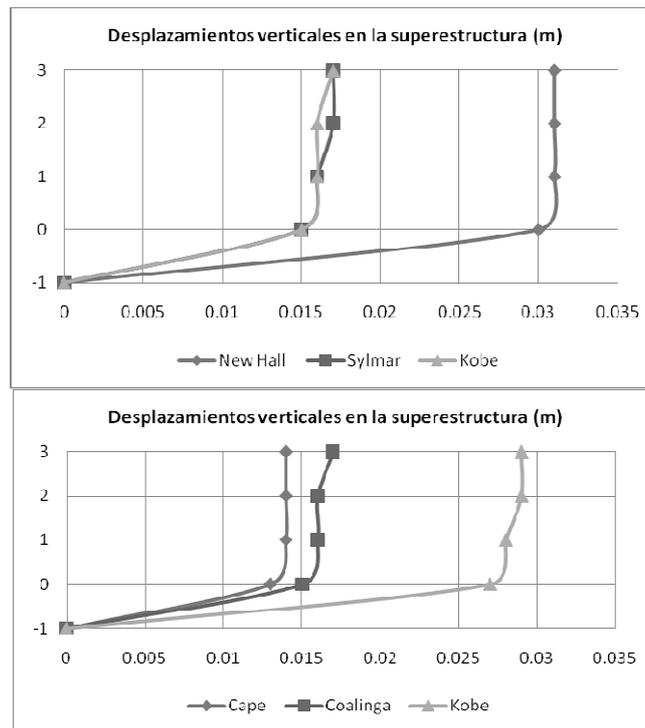


Figura 25 Desplazamientos verticales en la superestructura

En la Tabla 4 se resumen las respuestas en términos de aceleraciones horizontales ( $\ddot{q}_h$ ) y verticales ( $\ddot{q}_v$ ), inmediatamente por encima de los dispositivos de protección. El nivel indicado como (-1), en la tabla, corresponde a la aceleración del terreno.

Tabla 4 Aceleraciones horizontales y verticales por encima de los dispositivos de protección

Nivel	Terremoto de New Hall Estación Fire Station		Terremoto Northridge Estación Sylmar		Terremoto de Kobe Estación JMA	
	$\ddot{q}_h$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{q}_v$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{q}_h$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{q}_v$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{q}_h$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{q}_v$ (m/s <sup>2</sup> )
1	15.88	13.48	11.79	4.54	13.11	6.06
-1	5.41	5.37	8.27	5.25	8.20	3.33

Tabla 4 Aceleraciones horizontales y verticales por encima de los dispositivos de protección

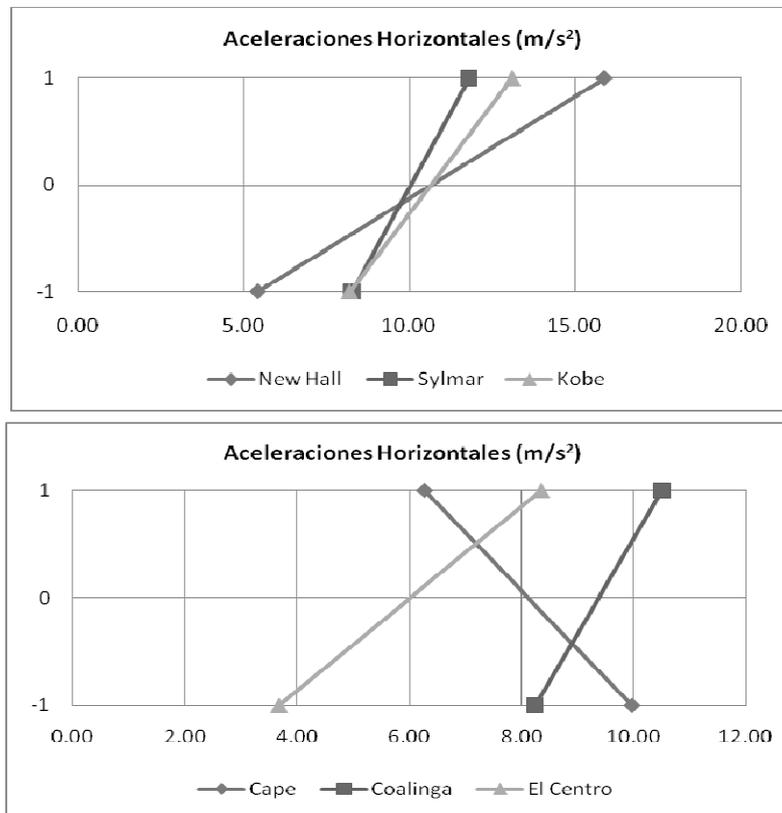
Nivel	Terremoto Cape Mend. Estación Cape Mend.		Terremoto Coalinga Estación Transmitter Hill		Terremoto de El Centro Estación Array N° 6	
	$\ddot{q}_h$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{q}_v$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{q}_h$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{q}_v$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{q}_h$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{q}_v$ (m/s <sup>2</sup> )
1	6.28	6.60	10.50	5.20	8.35	19.70
-1	9.97	7.38	8.24	3.85	3.68	14.80

Los resultados de las respuestas en términos de aceleraciones indican que, en general, hay un incremento de los valores por encima de los dispositivos de aislamiento. Trabajos relacionados con la comparación de las respuestas con otros dispositivos (Tornello et al, 2007) demuestran que, por ejemplo, los aisladores elastoméricos filtran más eficientemente las aceleraciones horizontales y generalmente se observan reducciones de las aceleraciones entre

los dos niveles que compara la Tabla 4. Las mayores aceleraciones se deben a un alto amortiguamiento del sistema de aislamiento, comparado con otros sistemas, valor necesario para controlar los elevados desplazamientos a nivel de dispositivos de aislamiento frente a terremotos de tipo impulsivos.

Si bien otros sistemas, con menores amortiguamiento, filtran más eficientemente las aceleraciones horizontales, no queda resuelto el requerimiento de dimensiones de los dispositivos de aislamiento para controlar los elevados desplazamientos ocasionados por los terremotos con características de pulso.

En la Figura 26, se representa la variación de las aceleraciones horizontales entre la cota del terreno y el nivel por encima de los dispositivos de protección. De igual manera en la Figura 27. se representa la variación de las aceleraciones verticales.



**Figura 26** Respuestas en términos de aceleraciones horizontales.

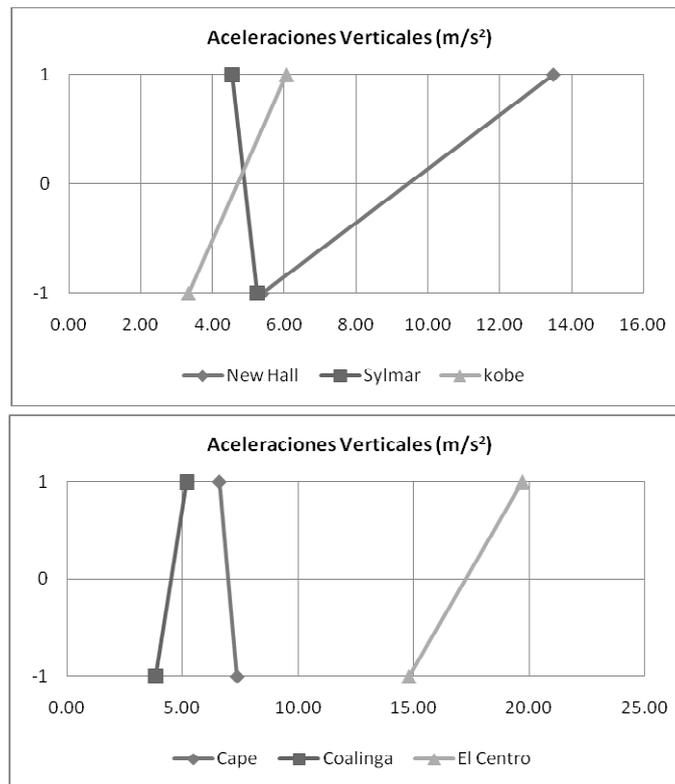


Figura 27 Respuestas en términos de aceleraciones verticales.

#### 4 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Se ha presentado un desarrollo y una aplicación concreta de aislamiento sísmico de base para un edificio típico de la región, de tres niveles, con dispositivos de aislamiento distintos a los habitualmente utilizados a nivel mundial. Se ha indicado el marco teórico que permite predecir la respuesta sísmica. El trabajo se ha completado con información sobre la respuesta del edificio ante sismos sensibles ocurridos en la región y que han sido registrados por el instrumental sísmico instalados en el edificio.

Se aspira con el trabajo realizado, haber aportado al desarrollo del análisis sísmico de estructuras con aisladores de base.

#### REFERENCIAS

- Aguiar R., (2004). Análisis Matricial de Estructuras, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Tercera Edición, 550 p., Quito, Ecuador.
- Aguiar R., (2007). Dinámica de estructuras con MATLAB, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 292 p., Quito, Ecuador.
- Aguiar R., Almazán J. L., Dechent P. y Suárez V (2008). Aisladores de base Elastoméricos y FPS., Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 292 p., Quito, Ecuador.

- Tornello M. y Sarrazin A. M. (2007). Dynamic response of a building with base isolation for near-fault motions. 9th Canadian Conference on Earthquake Engineering. Paper N° 1057. Ottawa. CAEE, ACEP., 2007.
- Tornello M. y Sarrazin A. M. (2008). Influencia del amortiguamiento en la respuesta de estructuras con aislamiento sísmico de base. XVIII Congreso sobre métodos numéricos y sus aplicaciones. ENIEF 2008. Paper N° 115-879-1-DR.

## SIMULACIÓN TRIDIMENSIONAL DEL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN EN FUNDACIONES PROFUNDAS

Javier L. Mroginski<sup>(1,2)</sup>, Pablo A. Beneyto<sup>(1)</sup>,  
H. Ariel Di Rado<sup>(1)</sup>, Daniel E. Bisñuk<sup>(1)</sup>.

<sup>(1)</sup> Departamento de Mecánica Aplicada, Facultad de Ingeniería.  
Universidad Nacional del Nordeste  
Av. Las Heras 727, 3500 Resistencia - ARGENTINA.

<sup>(2)</sup> Consejo Nacional de Investigación Científica y Técnica (CONICET) - Argentina

### RESUMEN

El objetivo del presente trabajo es simular numéricamente mediante el método de elementos finitos el comportamiento del suelo saturado y parcialmente saturado solicitado por las cargas de una fundación profunda.

Con el fin de representar con mejor exactitud la naturaleza espacial del problema de flujo en medios porosos el análisis requiere de formulaciones tridimensionales. Para ello se empleo un elemento finito mixto para modelar el problema acoplado de desplazamiento y presiones poros, dicho elemento es un hexaédrico cuadrático de 20 nodos para la incógnita desplazamiento, combinado con un hexaédrico lineal de 8 nodos para las presiones de poros.

El problema diferencial de consolidación en suelos no saturados se formuló matemáticamente a partir del cumplimiento en forma acoplada de la condición de equilibrio, y las ecuaciones de balance de masa de las fases líquida y gaseosa.

El ejemplo numérico adoptado consiste en el modelado del proceso de consolidación del suelo sometido a las cargas de un pilote de fundación profunda. En dicho análisis se evidencia el mecanismo de disipación de presiones neutras en el suelo así como también la dependencia en el tiempo de las deformaciones.

### ABSTRACT

The main aim of the present work is the numerical simulation of the saturated and partially saturated soil behavior of deep foundation employing the finite elements method.

In order to get an improved accuracy of the spatial representation of the fluid flow problem in porous media three-dimensional formulations analysis are required. For this purpose we used a mixed finite element to model the coupled problem of displacement and pore pressure, the element is a 20-node quadratic hexahedral for the primary unknown (solid phase displacement), combined with an 8-node linear hexahedral for pore pressures.

The differential modeling of non-saturated soil consolidation problem was mathematically formulated starting from the coupled fulfillment of the equilibrium conditions and the mass balance equations of liquid and gaseous phases.

The proposed numerical example consists in the modeling of the soil consolidation

process under a deep foundation pile. This analysis demonstrates the dissipation mechanism of neutral pressures in the soil as well as the time dependence of the deformations.

## 1 INTRODUCCIÓN

El problema de flujo en medios porosos con o sin transporte de masa es de gran importancia en muchas disciplinas de la ingeniería. El análisis de este tipo de fenómenos, sin considerar efectos térmicos, es de relevancia para el estudio de la estabilidad en edificios y otras estructuras civiles como presas de tierra.

La necesidad del estudio de suelo no saturado estriba en el hecho de que la mayor parte de los daños producidos en las construcciones debidas a defectos en las fundaciones son por efecto de deformaciones asociadas con variaciones de humedad en el estrato del suelo (Lambe, 1979) y, en estos casos, naturalmente no puede estudiarse el suelo simplemente como saturado.

Si bien durante los primeros años el empirismo fue el procedimiento más utilizado para abordar el estudio de suelos no saturados, en la actualidad las aplicaciones mediante el método de los elementos finitos de modelos matemáticos de consolidación han evolucionado de manera tal que se han logrado importantes avances para predecir el comportamiento de este tipo de medios porosos con una base conceptual más fundamentada.

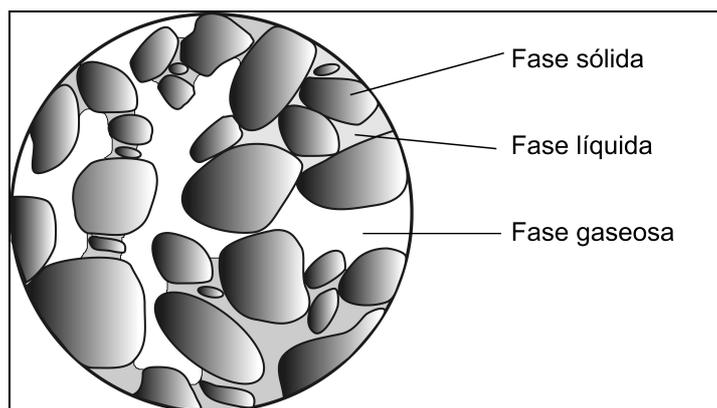
Un enfoque matemático para medios parcialmente saturados isotérmicos basado en una descomposición de estados de tensiones aunque sin los efectos del acoplamiento de la saturación y la succión inducida fue presentado por (Khalili and Khabbaz, 1995). Esta cuestión, fue objeto de gran controversia, en (Di Rado et al., 2009) se solucionaron apropiadamente los efectos de la alta no linealidad que generan el acoplamiento succión-saturación al modelo constitutivo y su influencia en la pérdida de la simetría en el sistema principal de ecuaciones para el caso isotérmico. También se abordó, a través de la inclusión de las interacciones mencionadas, una ampliación del marco matemático presentado en Khalili and Khabbaz (1995) que, a su vez, puede ser utilizada para determinar el costo computacional que implica la consiguiente pérdida de la simetría del sistema de ecuaciones que resultan complejos de implementar y tienen un gran costo computacional. Por esta razón resulta de sumo interés rescatar los valores de formulaciones simples y especialmente si éstas pueden conservar la simetría del sistema de ecuaciones redundando en ahorro sustancial de tiempo y memoria de máquina.

El objeto del presente trabajo es simular numéricamente, el comportamiento durante el proceso de consolidación de una masa de suelo no saturado en tres dimensiones, desarrollando para ello un conjunto de ecuaciones diferenciales acopladas que gobiernan el problema y discretizándolas mediante la implementación del método de los elementos finitos.

En la sección siguiente se describe físicamente la naturaleza microscópica del suelo no saturado y su idealización matemática considerada en este trabajo. Luego, en la sección tercera se presentan las ecuaciones diferenciales de gobierno, que combinadas con las relaciones constitutivas arriban al sistema de ecuaciones diferenciales acopladas que gobiernan el problema de consolidación en suelos no saturados. En la sección 4 se discretizan el sistema de ecuaciones mediante el método de elementos finitos, conduciéndose a la matriz de rigidez del elemento. A continuación se presenta un ejemplo práctico de consolidación de suelo saturado y no saturado en una fundación profunda, seguido de las conclusiones más relevantes del presente trabajo.

## 2 VOLUMEN ELEMENTAL REPRESENTATIVO

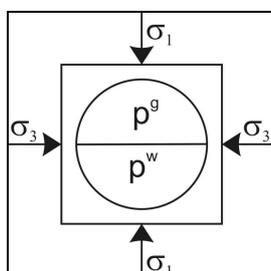
En el análisis mecánico clásico, se acepta frecuentemente como válida una distribución continua de partículas existentes, ya sea líquido o sólido para las cuales las leyes equilibrio y relaciones constitutivas son válidas. Para el caso que nos ocupa, hay una fase omnipresente: la fase sólida o esqueleto sólido, cuyos huecos se consideran llenos de fluido (gas o líquido), separadas por una interfase denominada membrana. Hay que diferenciar entre componentes y fases: las fases son porciones químicamente homogéneas del sistema, cuyo comportamiento mecánico se supone uniforme. Por otra parte, las componentes son las partes individuales que dan lugar a las diferentes fases, pero actuando cada una en forma independiente.



**Figura 1** Volumen elemental representativo de un medio poroso no saturado a escala microscópica

Básicamente se pueden distinguir dos niveles posibles de observación para describir la configuración de medios granulares: El nivel macro y el microscópico. A un nivel microscópico se considera la estructura real del medio poros (ver Fig. 1) y, debido a esta situación, las ecuaciones que gobiernan se establecen considerando cada componente por separado, lo cual conduce a problemas de compleja resolución (Hassanizadeh and Gray, 1979a, 1979b, 1980).

Teniendo en cuenta estas razones y agregando que la descripción microscópica está generalmente más allá de los objetivos de la Ingeniería Civil, se adopta para el presente trabajo una descripción macroscópica donde se incorpora información de la microestructura considerando que en cada punto material, todas las fases se suponen que están presentes simultáneamente, lo que a su vez, se presta a una idealización fácil de la estructura. Esta idealización puede llevarse a cabo basándose en diferentes puntos de vista. En el presente trabajo, se siguen los lineamientos generales propuestos originalmente en (Khalili and Khabbaz, 1995) y posteriormente modificado por (Di Rado et al., 2009), extendiendo luego dicho concepto a medios porosos multifásicos por (Schrefler, 2001; Mroginski et al., 2010).



**Figura 2** Esquema representativo de volumen diferencial de suelo

La Fig. 2 resume una parte representativa de medios porosos con su volumen de vacíos dividido en dos partes, con cada uno de ellos lleno de agua (y sustancias disueltas) y gas (aire seco y vapor de agua). Los componentes de fuerzas exteriores representan la acción de la

porción eliminada del suelo, del mismo modo  $p^w$  y  $p^g$  representan las presiones en los diferentes volúmenes de poros de agua y aire, respectivamente. Aunque se la considera, por una cuestión de simplicidad no se representa la componente de tensión externa normal al plano de papel.

### 3 ECUACIONES DE GOBIERNO

En esta sección plantea el problema diferencial de consolidación en suelos no saturados. En primer lugar se presentan las ecuaciones de gobierno diferencial y luego, al considerar las diferentes relaciones constitutivas que atañen a los medios porosos, se arriba al sistema general de ecuaciones diferenciales de gobierno que acopla el comportamiento mecánico del esqueleto sólido al flujo de masa de fluido que tiene lugar en las fases porosas, líquida y gaseosa.

#### 3.1 Equilibrio Mecánico

Para describir la relación tensión-deformación en un suelo no saturado, consideramos un volumen representativo de suelo sujeto a una tensión externa total  $\sigma_{ij}$ . El estado de tensiones en este elemento debe satisfacer las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + b_i = 0, \quad \text{con } i = 1,2,3 \quad (1)$$

siendo  $\sigma_{ij}$  el tensor de tensiones totales y  $b_i$  el vector fuerza de masa del cuerpo por unidad de volumen

**Extendiendo el concepto de tensiones efectivas de Terzaghi a suelos no saturados y considerando los efectos de las presiones de agua y aire en los poros se tiene**

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - a_1 dp^w \delta_{ij} - a_2 dp^g \delta_{ij} \quad (2)$$

donde  $\sigma'_{ij}$  es el tensor de tensiones efectivas,  $dp^w$  y  $dp^g$  son los diferenciales de las presiones de poros de agua y aire respectivamente,  $a_1$  y  $a_2$  son los parámetros de tensión efectiva y  $\delta_{ij}$  es el delta de Kroenecker. El principio de la ecuación (2) no se basa sólo en una división conveniente de las tensiones, sino que está fundamentado en investigaciones termodinámicas de medios porosos (Lewis and Schrefler, 1998). De esta manera, dichos parámetros de tensión efectiva deben cumplir la siguiente relación (Beneyto et al. 2005)

$$a_1 = \frac{c_m}{c} - \frac{c_s}{c} \quad \text{y} \quad a_2 = 1 - \frac{c_m}{c} \quad (3)$$

siendo  $c_m = 1/K_m$  el coeficiente de compresibilidad de la estructura de suelos de suelo respecto de cambios en la succión,  $c = 1/K_T$  el coeficiente de compresibilidad drenado de la estructura de suelo,  $c_s = 1/K_s$  el coeficiente de compresibilidad del grano de suelo,  $K_T = (1-\alpha)K_s$  el modulo de masa y  $\alpha$  el coeficiente de Biot. Así mismo, el coeficiente de compresibilidad del suelo puede ser determinado por

$$K_m = \frac{K_T K_s}{S_w K_s + S_g K_T} \quad (4)$$

donde  $S_w$  y  $S_g$  son los grados de saturación de la fase líquida y gaseosa respectivamente.

Mientras tanto, para un medio isotrópico y elástico, las relaciones entre la tensión efectiva  $\sigma'$  y deformación del grano de suelo  $\varepsilon$  pueden escribirse como:

$$\sigma'_{ij} = 2G\varepsilon_{ij} + \lambda\varepsilon_{kk}\delta_{ij} \quad (5)$$

Combinando (1), (2) y (5) obtenemos

$$G \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} + (\lambda + G) \frac{\partial^2 u_j}{\partial x_i \partial x_j} + a_1 \frac{\partial p^w}{\partial x_i} + a_2 \frac{\partial p^g}{\partial x_i} + F_i = 0 \quad (6)$$

Sistema de ecuaciones diferenciales gobernantes del fenómeno de deformación en suelos no saturados.

### 3.2 Modelo de flujo. Fase líquida

El flujo de agua en suelos no saturados, como en saturados puede describirse mediante una combinación de la Ley de Darcy y de la de conservación de la masa de fluido (Gawin et al., 1995; Lewis and Schrefler, 1998), matemáticamente se la puede expresar como

$$-\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \rho_w \frac{k_{wi}}{\gamma_w} \frac{\partial p^w}{\partial x_i} \right) = -n_w c_f \frac{dp^w}{dt} + \frac{1}{V} \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (7)$$

donde  $k_{wi}$  es la permeabilidad relativa,  $\rho_w$  es la densidad del agua,  $\gamma_w$  es el peso específico del agua,  $c_f$  es el coeficiente de compresibilidad del fluido y  $n_w = V_w/V$  es la porosidad definida como la relación entre el volumen de agua y el volumen total.

Luego, mediante la descomposición aditiva de estados tensionales descrita en (Di Rado et al., 2009), se transforma la ecuación (7) quedando finalmente la ecuación diferencial de gobierno de la fase líquida

$$\begin{aligned} & -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \rho_w \frac{k_{wi}}{\gamma_w} \frac{\partial p^w}{\partial x_i} \right) + \alpha S_w \dot{\varepsilon}_{ii} - \\ & \left\{ n \frac{S_w}{K_w} - \left[ \frac{(\alpha - n)}{K_w} S_w \left( -S_w - \frac{dS_w}{dp^c} (dp^g - dp^w) \right) - \frac{(\alpha - n)}{K_T} S_w \left( S_g - dp^c \frac{dS_w}{dp^c} \right) \right] \right\} \dot{p}^w \\ & - \left\{ \frac{(\alpha - n)}{K_s} S_w S_g - \left( \frac{(\alpha - n)}{K_s} S_w (dp^g - dp^w) \right) \frac{dS_w}{dp^c} - \frac{(\alpha - n)}{K_T} S_w \left( S_g - dp^c \frac{dS_w}{dp^c} \right) \right\} \dot{p}^g = 0 \end{aligned} \quad (8)$$

### 3.3 Modelo de flujo. Fase gaseosa

El flujo de aire a través de un suelo no saturado es a menudo descrito usando la Ley de Fick. De acuerdo a la ley de Fick, la tasa de transferencia de masa de una difusión a través

de un área unitaria,  $J_{ai}$ , es proporcional al gradiente de concentración de la sustancia de difusión,  $C$ . Esta ley puede escribirse como:

$$J_{ai} = -D_i \frac{\partial C}{\partial x_i} \tag{9}$$

donde  $D_i$  es el coeficiente de difusión. Bajo condiciones isotérmicas y cumpliendo la ley de conservación de masa de la fase gaseosa, la expresión (9) puede ser transformada a

$$-\frac{1}{\rho_a} \frac{\partial}{\partial x_i} \left( D_i^* \frac{\partial u_a}{\partial x_i} \right) = -\frac{n_a}{P} \frac{du_a}{dt} + \frac{1_a}{V} \frac{dv_a}{dt} \tag{10}$$

De la misma manera que en la fase agua, la (10) puede transformarse en:

$$\begin{aligned} &-\frac{1}{\rho^g} \frac{\partial}{\partial x_i} \left( D_i^* \frac{\partial p^g}{\partial x_i} \right) + \alpha S_g \dot{\varepsilon}_{ii} - \\ &\left\{ \frac{(\alpha - n)}{K_s} S_w S_g + S_g \left( \frac{(\alpha - n)}{K_s} (dp^g - dp^w) \frac{dS_w}{dp^c} - \frac{(\alpha - n)}{K_T} \left( S_w - dp^c \frac{dS_w}{dp^c} \right) \right) \right\} \dot{p}^w \\ &- \left\{ n \frac{S_g}{P} + \frac{(\alpha - n)}{K_s} S_g S_g - S_w \left( \frac{(\alpha - n)}{K_s} (dp^g - dp^w) \frac{dS_w}{dp^c} - \frac{(\alpha - n)}{K_T} \left( S_w - dp^c \frac{dS_w}{dp^c} \right) \right) \right\} \dot{p}^g = 0 \end{aligned} \tag{11}$$

#### 4 DISCRETIZACIÓN EMPLEANDO EL MEF

El sistema de ecuaciones diferenciales formado por (6), (8) y (11) será resuelto en forma discreta empleando el Método de Elementos Finitos (Di Rado, 2006). En este sentido se adopta un elemento hexaédrico cuadrático de 20 nodos para interpolar los desplazamientos cuyas funciones de forma corresponde a la familia de funciones serendipíticas, mientras que las presiones de poro se interpolan con funciones de forma de orden inferior correspondientes al hexaedro lineal de 4 nodos, con el objetivo de cumplir la condición de Babuscka-Brezzi (ver Fig. 3) (Bathe, 1996).

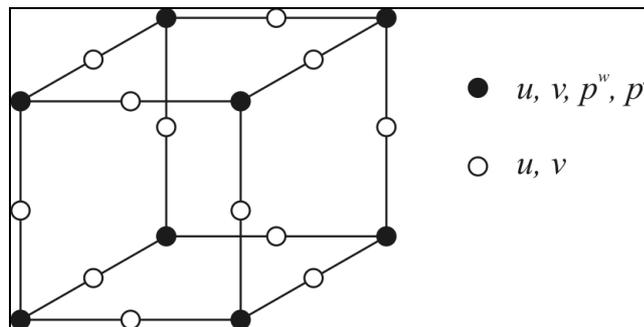


Figura 3 Elemento finito hexaédrico de 20 nodos

Para obtener el sistema de ecuaciones algebraicas que gobiernan el problema de consolidación se procede en forma idéntica al análisis bidimensional empleando el método de los residuos ponderados de Galerkin (Aguar Falconí and Mroginski, 2010). En primer lugar se interpolan las variables primarias mediante las funciones de forma que definen la geometría del

elemento, dado que se trata de un elemento isoparamétrico,

$$\mathbf{u} = \mathbf{N}\bar{\mathbf{u}} \tag{12}$$

$$p^w = \mathbf{N}^p \bar{\mathbf{p}}^w \tag{13}$$

$$p^g = \mathbf{N}^p \bar{\mathbf{p}}^g \tag{14}$$

donde  $\mathbf{N}$  y  $\mathbf{N}^p$  son las funciones de interpolación de la incógnita desplazamiento y presión de poro (agua y aire), respectivamente,  $\bar{\mathbf{u}}$  es el vector desplazamiento nodal, siendo además  $\bar{\mathbf{p}}^w$  y  $\bar{\mathbf{p}}^g$  son los vectores nodales de presión de poro de agua y aire, respectivamente.

Resulta conveniente expresar el sistema discreto formado por (6), (8) y (11) de la siguiente manera con el fin de comparar los coeficientes de acoplamiento de la presente formulación con otras disponibles en la bibliografía especializada (Di Rado et al., 2009; Lewis and Schrefler, 1998; Khalili and Khabbaz, 1995).

$$G \frac{\partial^2 \dot{u}_i}{\partial x_i^2} + (\lambda + G) \frac{\partial^2 \dot{u}_i}{\partial x_i \partial x_j} + a_1 \frac{\partial \dot{p}^w}{\partial x_i} + a_2 \frac{\partial \dot{p}^g}{\partial x_i} + \dot{b}_i = 0 \tag{15}$$

$$a_{11} \dot{p}^w + a_{12} \dot{p}^g - a_1 \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_i} - \frac{k_{wi}}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \dot{p}^w}{\partial x_i^2} = 0 \tag{16}$$

$$-a_{21} \dot{p}^w + a_{22} \dot{p}^g - a_2 \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_i} - \frac{D_i^*}{\rho_a} \frac{\partial^2 \dot{p}^w}{\partial x_i^2} = 0 \tag{17}$$

siendo los coeficientes de acoplamiento:

$$a_1 = \alpha S_w \tag{18}$$

$$a_2 = \alpha S_g \tag{19}$$

$$a_{11} = \left\{ \frac{nS_w}{K_w} + \frac{(\alpha - n)}{K_s} S_w \left( S_w + (dp^g - dp^w) \frac{C_s}{n} \right) - C_s^w \right\} \tag{20}$$

$$a_{12} = \left\{ \frac{(\alpha - n)}{K_s} S_w \left( S_g - (dp^g - dp^w) \frac{C_s}{n} \right) + C_s^w \right\} \tag{21}$$

$$a_{21} = \left\{ \frac{(\alpha - n)}{K_s} S_g \left( S_w + (dp^g - dp^w) \frac{C_s}{n} \right) + C_s^g \right\} \tag{22}$$

$$a_{22} = \left\{ \frac{nS_g}{P} + \frac{(\alpha - n)}{K_s} S_g \left( S_g - (dp^g - dp^w) \frac{C_s}{n} \right) - C_s^g \right\} \tag{23}$$

con

$$C_s^w = n \frac{dS_w}{dp^c}, \quad C_s^w = -S_w \frac{(\alpha - n)}{K_T} \left( S_g - dp^c \frac{dS_w}{dp^c} \right), \quad C_s^g = -S_g \frac{(\alpha - n)}{K_T} \left( S_w - dp^c \frac{dS_w}{dp^c} \right)$$

La variación del grado de saturación respecto de la succión  $p^c$ , se obtienen mediante el uso de la curva característica del suelo. Una expresión analítica y muy versátil de la misma fue

propuesta por Fredlund and Xing, 1994. Empleando el método de los residuos ponderados de Galerkin, obtenemos la siguiente formulación para elementos finitos:

$$\begin{aligned} \mathbf{K}\dot{\bar{\mathbf{u}}} + \mathbf{C}_{sw}\dot{\bar{\mathbf{p}}^w} + \mathbf{C}_{sg}\dot{\bar{\mathbf{p}}^g} &= \dot{\bar{\mathbf{F}}}_s \\ \mathbf{C}_{ws}\dot{\bar{\mathbf{u}}} + \mathbf{P}_{ww}\dot{\bar{\mathbf{p}}^w} + \mathbf{Q}_{wg}\dot{\bar{\mathbf{p}}^g} + \mathbf{H}_{ww}\bar{\mathbf{p}}^w &= \dot{\bar{\mathbf{F}}}_w \\ \mathbf{C}_{gs}\dot{\bar{\mathbf{u}}} + \mathbf{Q}_{gw}\dot{\bar{\mathbf{p}}^w} + \mathbf{P}_{gg}\dot{\bar{\mathbf{p}}^g} + \mathbf{H}_{gg}\bar{\mathbf{p}}^g &= \dot{\bar{\mathbf{F}}}_g \end{aligned} \quad (24)$$

o bien,

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{C}_{sw} & \mathbf{C}_{sg} \\ \mathbf{C}_{ws} & \mathbf{P}_{ww} & \mathbf{Q}_{wg} \\ \mathbf{C}_{gs} & \mathbf{Q}_{gw} & \mathbf{P}_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\bar{\mathbf{u}}} \\ \dot{\bar{\mathbf{p}}^w} \\ \dot{\bar{\mathbf{p}}^g} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{H}_{ww} & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{H}_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{u}} \\ \bar{\mathbf{p}}^w \\ \bar{\mathbf{p}}^g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{\bar{\mathbf{F}}}_s \\ \dot{\bar{\mathbf{F}}}_w \\ \dot{\bar{\mathbf{F}}}_g \end{Bmatrix} \quad (25)$$

donde las matrices del sistema (25) son

$$\mathbf{K} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^{uT} \mathbf{D} \mathbf{B}^u d\Omega \quad \mathbf{P}_{ww} = \int_{\Omega} \mathbf{N}^{pT} a_{11} \mathbf{N}^p d\Omega \quad \mathbf{P}_{gg} = -\int_{\Omega} \mathbf{N}^{pT} a_{22} \mathbf{N}^p d\Omega \quad \mathbf{C}_{sw} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^{uT} a_1 m \mathbf{N}^p d\Omega$$

$$\mathbf{C}_{ws} = \int_{\Omega} \mathbf{N}^{pT} m a_1 \mathbf{B}^u d\Omega \quad \mathbf{C}_{sg} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^{uT} a_2 m \mathbf{N}^p d\Omega \quad \mathbf{Q}_{wg} = \int_{\Omega} \mathbf{N}^{pT} a_{12} \mathbf{N}^p d\Omega \quad \mathbf{Q}_{gw} = \int_{\Omega} \mathbf{N}^{pT} a_{21} \mathbf{N}^p d\Omega$$

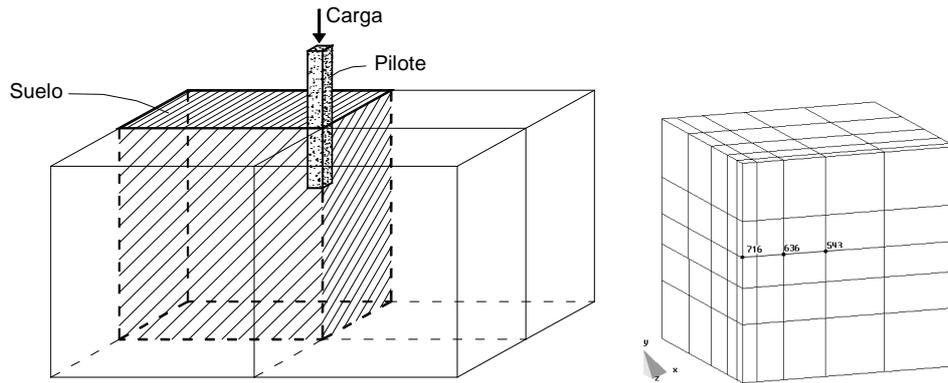
$$\mathbf{C}_{gs} = \int_{\Omega} \mathbf{N}^{pT} m a_2 \mathbf{B}^u d\Omega \quad \dot{\bar{\mathbf{F}}}_s = \int_{\Omega} \mathbf{N}^{uT} \dot{b} d\Omega + \int_{\Gamma_{\sigma}} \mathbf{N}^{uT} \dot{t} d\Gamma \quad \mathbf{F}_g = -\int_{\Gamma_g} \mathbf{N}^{pT} \dot{\mathbf{q}}_g d\Gamma \quad \mathbf{F}_w = -\int_{\Gamma_w} \mathbf{N}^{pT} \dot{\mathbf{q}}_w d\Gamma$$

$$\mathbf{H}_{ww} = \int_{\Omega} \nabla \mathbf{N}^{pT} \frac{\mathbf{k}_{wi}}{\gamma_w} \nabla \mathbf{N}^p d\Omega \quad \mathbf{H}_{gg} = -\int_{\Omega} \nabla \mathbf{N}^{pT} \frac{D_i}{P} (1 - S_w) n \nabla \mathbf{N}^p d\Omega$$

## 5 EJEMPLO NUMÉRICO

El siguiente ejemplo de aplicación consiste en el modelado numérico del comportamiento de un estrato de suelo sometido a las cargas de un pilote de fundación. Se considera que la altura de la napa freática se encuentra a una profundidad de 1m, encontrándose el suelo en ese trato en condiciones parcialmente saturado, siendo el grado de saturación del 80%.

En la Fig. 4 se presenta un esquema del problema en cuestión, debido a la simetría del problema, solo es necesario modelar una cuarta parte de la masa del suelo afectada por los esfuerzos transmitidos por el pilote que constituye un volumen de 5m x 5m x 5m..

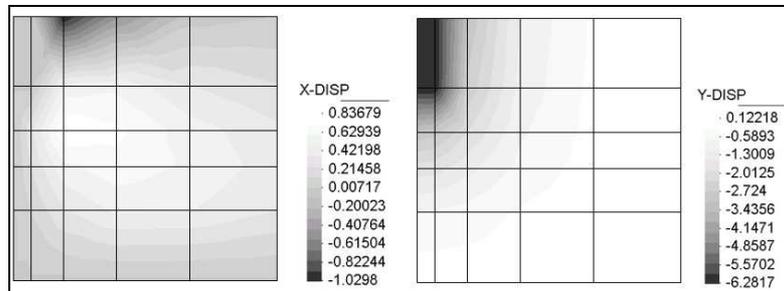


**Figura 4** Modelo esquemático del problema y malla de elementos finitos empleada

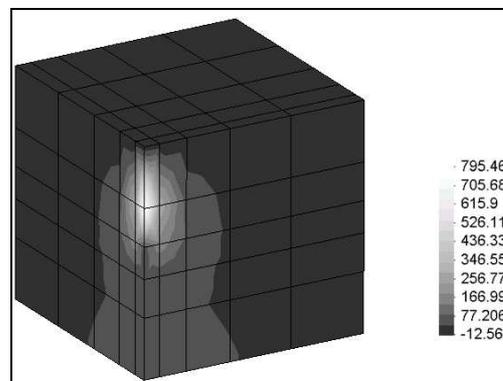
Las propiedades físicas del suelo son las siguientes: módulo de elasticidad  $E=100$  Kpa, módulo de Poisson  $\nu=0.3$ ; cohesión  $c=100$  Kpa, ángulo de fricción interna  $\phi=0.1745$ , relación de vacíos  $e_0=2.0$ , coeficiente de compresibilidad del agua y del grano  $K_f=1e6$  Kpa,  $K_s=1e6$  Kpa, y los coeficientes de permeabilidad  $K_x=8.64e-4$  m/día,  $K_y=8.64e-5$  m/día,  $K_z=8.64e-4$  m/día.

Dada la considerable diferencia entre la rigidez del suelo y la del pilote, éste puede ser analizado como un cuerpo indeformable. La carga que transmite el pilote es aplicada en 10 intervalos constantes de 0.1 días, luego se deja la carga y se analiza la disipación de presiones de poro dentro de la masa de suelo hasta que el proceso de consolidación se complete.

Resolviendo el sistema de ecuaciones (25) para las cargas y la geometría indicada anteriormente se tienen los siguientes resultados correspondientes a las incógnitas primarias desplazamientos (ver Fig. 5) y presión de poro de agua (ver Fig. 6, 7 y 8)



**Figura 5** Desplazamiento horizontal (izquierda) y vertical (derecha) de la masa de suelo, en cm.



**Figura 6** Distribución de presiones de poro de agua luego de finalizar la aplicación de carga

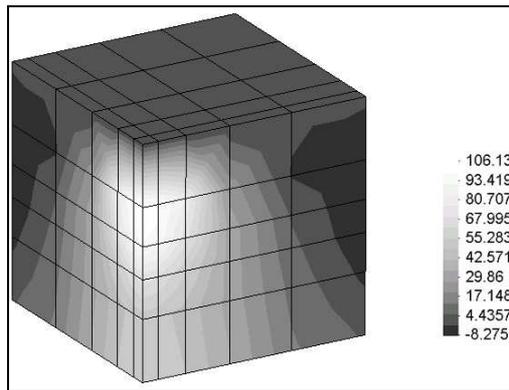


Figura 7 Distribución de presiones de poro de agua luego de un día de aplicada la carga

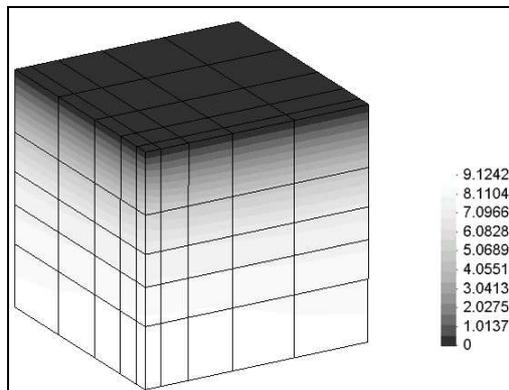


Figura 8 Distribución de presiones de poro de agua 10 días después de aplicada la carga

Para evaluar en forma mas precisa lo que ocurre en un punto de la más de suelo a lo largo del tiempo es conveniente representar gráficamente los desplazamientos y las presiones de poro de agua en función del tiempo. Para ello se eligieron arbitrariamente tres puntos situados en un mismo plano horizontal (ver Fig. 4). En la Fig. 9 puede apreciarse como los puntos mas cercanos a la aplicación de las cargas toman mayor presión y , lógicamente, sufren deformaciones superiores (ver Fig. 10).

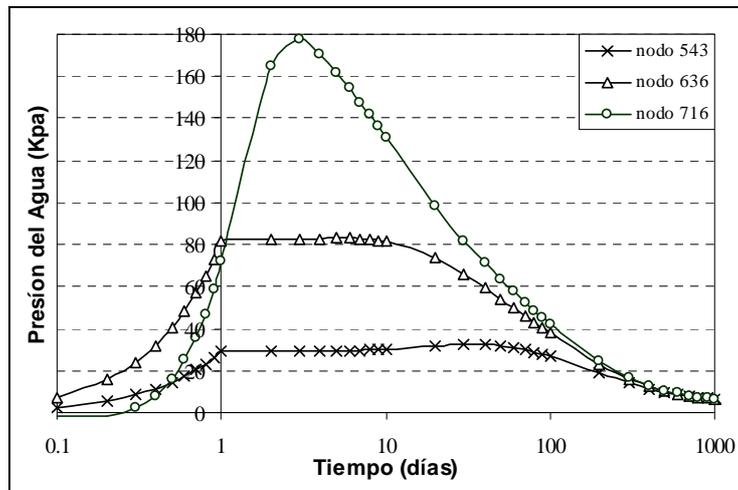


Figura 9 Presiones de poro de agua

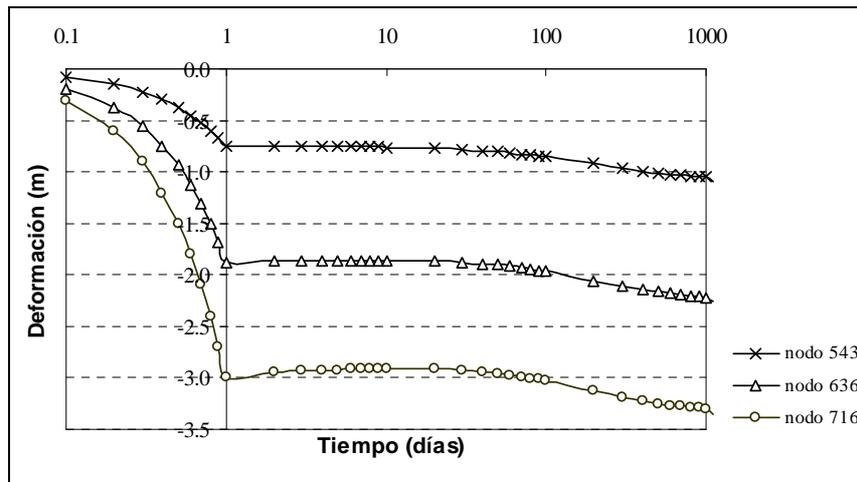


Figura 10 Descensos de la fase sólida.

## 6 CONCLUSIONES

Se ha presentado un modelo para el análisis de consolidación de suelos no saturados discretizado por el método de los elementos finitos que permite mediante la utilización de pocos coeficientes fácilmente obtenibles en laboratorio una buena representación del fenómeno a modelar, siendo capaz de resolver problemas tridimensionales, como ser el caso de fundaciones profundas.

## REFERENCIAS

- Aguiar Falconí, R., Javier Mroginski. Matriz de rigidez para un elemento finito de suelo saturado en dos dimensiones. *Revista Ciencia* 13 (2), 119-140, (2010).
- Bathe, K. J. *Finite Element Procedures*, Prentice - Hall, 1996.
- Beneyto, Pablo A., Di Rado, Héctor A., Mroginski, Javier L., Awruch, Armando M. Un modelo basado en la combinación de estados para el análisis de la consolidación en suelos no saturados. *Mecánica Computacional*. 24, 515-627, (2005).
- Di Rado, H.A.. Modelado matemático de suelos no saturados. No linealidad. Análisis tres-D. Doctorado en ingeniería, Universidad Nacional del Nordeste (UNNE), 2006.
- Di Rado, H.A., P.A. Beneyto, J.L. Mroginski and A.M. Awruch Influence of the saturation-suction relationship in the formulation of non-saturated soils consolidation models. *Mathematical and Computer Modelling*. 49, (5-6) 1058-1070, (2009).
- Fredlund, D.G. y Xing, A., Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*. 31, 521-532, (1994).
- Gawin, D., P. Baggio, B.A. Schrefler, Coupled heat, water and gas flow in deformable porous media, *International Journal of Numerical Methods*. 20, 969-987, (1995).
- Hassanizadeh, S.M. and W.G. Gray. General conservation equation for multiphase systems: 1, averaging procedures. *Advances in Water Resources*, 2:131-144, 1979a.

- Hassanizadeh, S.M. and W.G. Gray. General conservation equation for multiphase systems: 2, mass momenta, energy and entropy equations. *Advances in Water Resources*, 2:191–203, 1979b.
- Hassanizadeh, S.M. and W.G. Gray. General conservation equation for multiphase systems: 3, constitutive theory for porous media flow. *Advances in Water Resources*, 3:25–40, 1980.
- Khalili, N., M.H. Khabbaz, On the theory of three-dimensional consolidation in unsaturated soils. in: E.E. Alonso, P. Delage (Eds.), *First International Conference on Unsaturated Soils - UNSAT'95*, pp. 745–750, (1995)
- Lambe, T.W., R.V. Whitman, *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, 1979.
- Lewis, R.W. and B.A. Schrefler. *The Finite Element Method in the Static and Dynamic Deformation and Consolidation of Porous Media*. John Wiley & Sons, 1998.
- Mroginski, J.L., H.A. Di Rado, P.A. Beneyto, A.M. Awruch A finite element approach for multiphase fluid flow in porous media. *Mathematics and Computers in Simulation*. 81, (1) 76-91, (2010)
- Schrefler, B.A. Computer modelling in environmental geomechanics, *Computers and Structures* 79 (2001) 2209-2223.