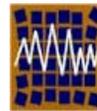




Universidad de Concepción  
Departamento de Ingeniería Civil



Asociación Chilena de Sismología e  
Ingeniería Antisísmica

## N°A14-04 ENSAYOS A ESCALA REAL DE VIVIENDAS INFORMALES TÍPICAS DE LOS BARRIOS CARAQUEÑOS

SAFINA Salvador<sup>1</sup>, BONILLA Ricardo<sup>2</sup>,  
KAGAWA Hideo<sup>3</sup>, INOUE Akira<sup>3</sup>, YAMAZAKI Yoshitaka<sup>3</sup>

1. SISMOMETRIC, C.A. Seguridad Sísmica. Caracas, Venezuela

e-mail: [safinasal@cantv.net](mailto:safinasal@cantv.net)

2. IMME. Facultad de Ingeniería. UCV. Caracas. Venezuela

e-mail: [ricardobonilla@cantv.net](mailto:ricardobonilla@cantv.net)

3. JICA Study Team Earthquake Disaster Group.

e-mails: [kagawa@oyointer.com](mailto:kagawa@oyointer.com); [inoue@oyointer.com](mailto:inoue@oyointer.com); [yamazaki@oyointer.com](mailto:yamazaki@oyointer.com)

### RESUMEN

Se presentan los resultados de los ensayos a escala real hasta la capacidad máxima de cuatro modelos de vivienda informales autoconstruidas por sus habitantes, similares a las existentes en las barriadas caraqueñas. De los cuatro modelos de un vano y dos niveles, tres de ellos fueron reforzados siguiendo diferentes estrategias concebidas de manera que pudieran ser implementadas por el mismo personal que construyó las edificaciones. Todo el proceso de construcción y reforzamiento fue permanentemente monitoreado, sin intervenir en el mismo. La prueba de carga consistió en un ensayo monotónico creciente a través de la aplicación de una carga horizontal en el primer nivel hasta el colapso estructural. Se generaron curvas carga-desplazamiento que muestran la evolución del proceso hasta alcanzar la capacidad máxima resistente, la degradación de la rigidez del sistema y los mecanismos de colapso. La comparación de los patrones de falla de los modelos ensayados evidencia el desarrollo de un mecanismo más dúctil en el modelo M1 (sin reforzamiento) que en los modelos M2, M3 y M4 (reforzados), a pesar que estos mostraron un incremento de su rigidez inicial y un aumento de su capacidad resistente entre 35 y 50%.

*Palabras Clave: Ensayo vivienda, reforzamiento, prueba de carga, vivienda informales, barrios.*

## 1. INTRODUCCIÓN

Una gran parte de la población de la ciudad de Caracas habita en viviendas de crecimiento espontáneo y desarrollo no controlado. Se trata de viviendas informales típicas de los barrios caraqueños comúnmente llamados “ranchos”, autoconstruidas por sus habitantes y cuyo comportamiento ante acciones sísmica está repleto de grandes incertidumbres.

De acuerdo con el último censo de población venezolano (INE, 2001), el Distrito Metropolitano de Caracas cuenta con una población cercana a los 3.1 millones de habitantes. Sólo en los Municipios Libertador, Chacao y Sucre se concentra el 88,7% de la población total metropolitana, de la cual cerca del 51,2% habita en las áreas de barrios, lo cual corresponde aproximadamente a 1.4 millones de habitantes. Por otra parte, el inventario actualizado de edificaciones de la ciudad de Caracas (JICA, 2004) revela la existencia de una diversidad de construcciones entre las que destacan las viviendas informales ubicadas en las zonas de barrios. Sólo en los mencionados municipios se concentra poco más de 314.000 edificaciones de las cuales el 73% son viviendas informales, distribuidas por igual proporción en terrenos con pendientes mayores y menores de 40%, y de las cuales cerca del 37% cuentan en la actualidad con más de tres pisos de altura. (Safina, 2004).

Las transformaciones ocurridas en los barrios caraqueños como consecuencia del proceso de densificación ocurrido en las últimas décadas, pone en evidencia un incremento alarmantemente de los niveles de riesgo de este importante sector de la población de la ciudad capital frente a un sismo de intensidad media. Los terrenos ocupados por los barrios son en su mayoría de fuertes pendientes. Las edificaciones en los barrios se han hecho por partes, poco a poco, piso a piso, atendiendo a la astucia, ingenio y capacidades de sus autoconstructores, quienes se han atrevido a desafiar el empleo de los materiales y técnicas constructivas disponibles, sin dominarlas completamente, para dar respuestas a las demandas familiares de espacio en la vivienda, convirtiéndolas hoy en macizados que superan los 2 pisos de altura y alcanzan en algunos casos hasta 8 pisos. (Rosas, 2000)

De esta forma, las construcciones de los barrios muestran una serie de carencias y errores que la hacen sísmicamente vulnerables. Las carencias están fundamentalmente relacionadas con la limitada disponibilidades de recursos económicos y la ausencia de conocimientos técnicos que garanticen una eficiente construcción conforme con los principios básicos de la ingeniería. Entre los errores, es frecuente observar mezclas desfavorables de las tipologías estructurales utilizadas de un piso a otro y en un mismo piso, con graves errores y omisiones principalmente en el ordenamiento de la estructura, en los amarres y/o conexiones de los componentes estructurales, en la ausencia de componentes rigidizantes, e incluso en la propia implantación, con agrupaciones conformadas por edificaciones adosadas donde frecuentan la colindancia de elementos rígidos con elementos frágiles debido a los desniveles que existen entre unas y otras, además de la incertidumbre que envuelve a las fundaciones y la verdadera capacidad de soporte y situación de estabilidad del terreno que la contiene. La Figura No. 1, muestran una vista de las típicas construcciones de los barrios caraqueños.



Figura No. 1. Vista de las típicas construcciones de los barrios caraqueños.

## 2. ALCANCE DEL ESTUDIO

Con el objeto de contribuir a despejar las incertidumbres en cuanto al comportamiento de las viviendas informales típicas construidas en los barrios caraqueños antes acciones sísmicas y evaluar la capacidad resistentes de dichas edificaciones ante cargas laterales, así como la efectividad de distintas técnicas de reforzamiento sísmico que permita aportar soluciones concretas orientadas a reducir los elevados niveles de riesgo sísmico de este importante sector de la población capitalina, se programó en el marco del *Estudio sobre el Plan Básico de Prevención de Desastres en el Distrito Metropolitano de Caracas* adelantado por el equipo de JICA en colaboración con diferentes instituciones venezolanas, la construcción y ensayo de cuatro unidades de viviendas, similares a las edificaciones existentes, siguiendo las prácticas constructivas comúnmente empleada en los procesos de autoconstrucción de dichas edificaciones. (JICA, 2004)

## 3. METODOLOGÍA

Los cuatro modelos de viviendas se construyeron en un barrio del municipio Baruta de la ciudad de Caracas, sobre un talud con pendiente media del 40%, sin la utilización de criterios formales de ingeniería; es decir, empleando exclusivamente la mano de obra, materiales y los procedimientos típicamente utilizados en la construcción de viviendas informales de los barrios caraqueños y con las decisiones tomadas por sus propios trabajadores.

Los cuatro modelos se construyeron paralelamente siguiendo las mismas especificaciones; todas las estructuras son de un vano, tienen dos plantas con dimensiones de 4,00x3,00 metros y altura libre de 2,20 metros. Las columnas y vigas son de 20x20 cm, reforzadas con 4 barras de 1/2" (acero A-42) y estribos de 4mm de espesor espaciados a 25 cm promedio. El entrepiso está conformado por una losa de "tabelones" de 10 cm de espesor a base de perfiles metálicos IPN80 separados 80 cms, bloques de tabelones de arcilla

de 6x20x80 y una loseta superior de 4 cms provista de malla electrosoldada de 150x150x4 mm. Las paredes del piso superior son de bloques de arcilla 10 cm de espesor y las fundaciones son zapatas de 1,00x1,00 metros, 20 cms de espesor a 1.20 metros de profundidad.

Posteriormente, luego de dos meses, se procedió al reforzamiento estructural. De los cuatro modelos construidos, el modelo No. 1 se mantuvo sin reforzamiento. Los otros tres modelos fueron reforzados siguiendo diferentes estrategias concebidas para ser implementadas de manera simple por el mismo personal que construyó las edificaciones, sin necesidad de seguimiento ni presencia de personal técnico calificado, con el uso de materiales comunes que no requieran equipos especiales. El modelo No.2, fue reforzado incorporando vigas de riostras a nivel del terreno de 20x20 cms, reforzadas con 4 barras de 1/2” y estribos de 4mm de espesor espaciados a 25 cm promedio, engrosadas en sus extremos para envolver al pedestal de la columna existente. El modelo No. 3, fue reforzado incorporando vigas de riostras similares a las anteriores y paredes de relleno en bloques de arcilla de 10 cms de espesor en el primer nivel. Por su parte, el modelo No. 4, fue reforzado incorporando vigas de riostras similares a las anteriores y paredes de relleno en bloques de concreto armadas y sin armar en el primer nivel. La Tabla 3.1., resume los esquemas de intervención de cada modelo y su impacto estimado sobre el costo de la edificación. La Figura No. 2, muestra los cuatro modelos construidos y reforzados.

Tabla 3.1. Esquemas de intervención por modelos

<i>Modelo</i>	<i>Reforzo</i>	<i>Impacto en Costo</i>	<i>Método de Refuerzo</i>
M1	No	0%	Ninguno
M2	Sí	5-7%	Vigas de Riostras
M3	Sí	10%	Vigas de Riostras y Paredes Bloques Arcilla
M4	Sí	15%	Vigas de Riostras y Paredes Bloques Arcilla

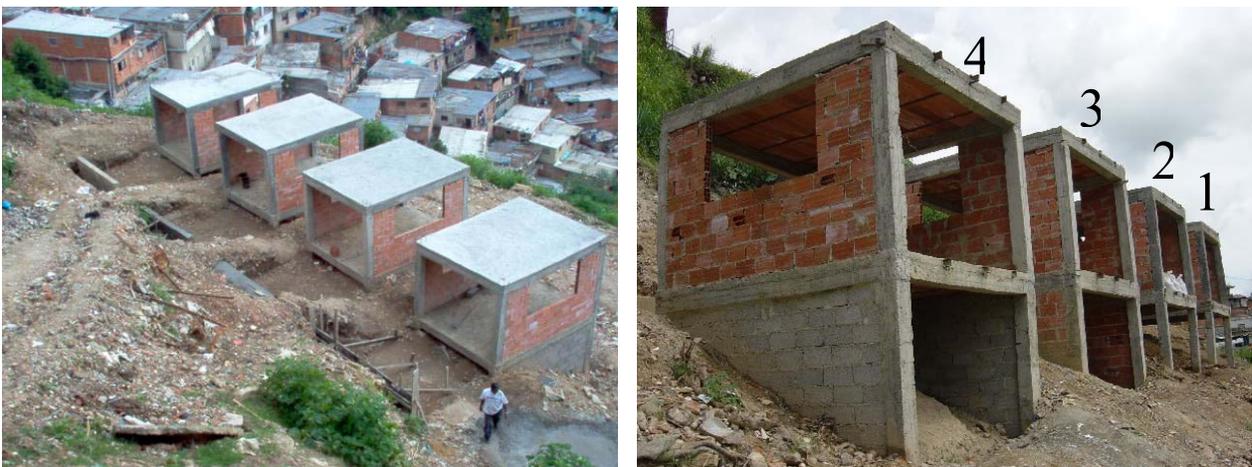


Figura No. 2. Vista general de los cuatro modelos construidos y reforzados

#### 4. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS “SIN INGENIERÍA”

Todo el proceso constructivo y de reforzamiento fue monitoreado permanentemente por personal técnico, sin intervenir en el mismo. Se registraron los detalles constructivos empleados, las decisiones adoptadas en cada caso y se ensayaron muestras de los materiales utilizados, obteniendo en particular para el concreto de columnas y vigas una resistencia promedio de  $60 \text{ Kg/cm}^2$ , mientras que para las fundaciones y las losetas de pisos, entre  $100$  y  $130 \text{ Kg/cm}^2$ .

De los detalles constructivos se observan importantes defectos que ponen en evidencia el carácter informal “sin ingeniería” de estas edificaciones. La Figura No. 3, muestra el armado de una zapata de fundación y la disposición de la armadura del pedestal, donde se observa el indebido espaciado de armadura transversal y la ausencia de gancho apropiado de la ligadura. La Figura No. 4, muestra defectos de alineamiento, rotación, altura y calidad de los pedestales, con inapropiada ubicación de solape de barras y ausencia de confinamiento en dicha región.



Figura No. 3. Zapata de fundación



Figura No. 4. Pedestales de fundación

La Figura No. 5, muestra un detalle del refuerzo del nodo viga-columna, donde se observa entre otras cosas, la inapropiada ubicación de las barras de la viga respecto a las barras de la columna, la ausencia de ganchos en los extremos de las barras, la falta de confinamiento del nodo y en los extremos de las vigas. La Figura No. 6, muestra defectos en la calidad del vaciado del nodo y la inapropiada ubicación de los solapes de barras de la columna.



Figura No. 5. Refuerzo de nodo Viga-Columna



Figura No. 6. Detalle de Nodo

## 5. ENSAYOS DE MODELOS

### 5.1. Pruebas preliminares

Se realizaron ensayos dinámicos de vibración ambiental y vibración libre para identificar las propiedades dinámicas de cada edificación, obteniendo una frecuencia natural promedio de 6 Hz. Correspondiente a período natural de 0.167 seg.

### 5.2. Prueba de carga

La prueba de carga consistió en un ensayo monótonico creciente a través de la aplicación de una carga horizontal en el primer nivel hasta alcanzar el colapso estructural. La carga fue aplicada a intervalos de 0.50 Toneladas a través de dos gatos hidráulicos dispuestos en paralelos sobre las dos líneas resistentes del modelo. Los desplazamientos se registraron a través de flexímetros dispuestos en ocho puntos característicos de la edificación. La Figura No. 7, muestra un detalle del dispositivo de aplicación de carga horizontal. La Figura No. 8, muestra la ubicación de la estructura metálica respecto del muro de reacción y la ubicación de estructuras complementarias para la fijación de los flexímetros.

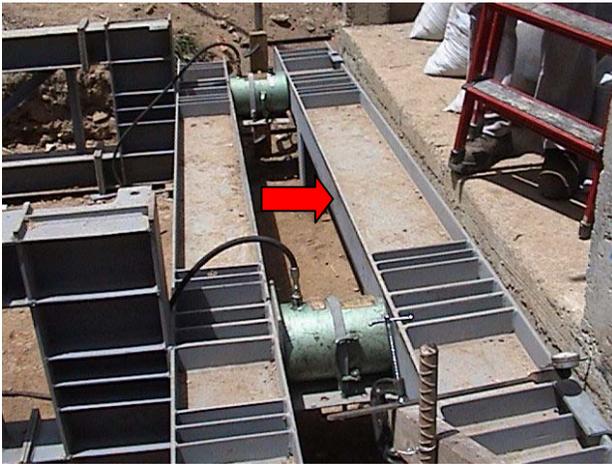


Figura No. 7. Aplicación de carga lateral



Figura No. 8. Estructura de reacción

### 5.3. Resultados de ensayos

Se generaron curvas carga-desplazamiento para los diferentes puntos instrumentados que muestran la evolución del proceso y la degradación del sistema hasta alcanzar la capacidad máxima, y que permiten comparar e interpretar el comportamiento experimentado por los modelos estudiados, haciendo énfasis en los principales mecanismos de falla desarrollados. Asimismo, se preparó un vídeo que muestra para cada modelo ensayado, el inicio y la evolución de los patrones de degradación y falla de los elementos estructurales y no estructurales que forman parte del sistema resistente, haciendo énfasis en el estado final de daños alcanzados. La Figura No. 9, muestra las curvas de carga vs. desplazamiento promedio del primer nivel.

## 6. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

La comparación de los patrones de falla (Figura No. 9), evidencia el desarrollo de un mecanismo más dúctil en el modelo M1 que en los modelos M2, M3 y M4, a pesar que estos mostraron un incremento de su rigidez inicial y un aumento de su capacidad resistente entre 35 y 50%. (Safina et al., 2004). La Tabla 6.1., resume los resultados obtenido por modelo y la carga máxima de colapso.

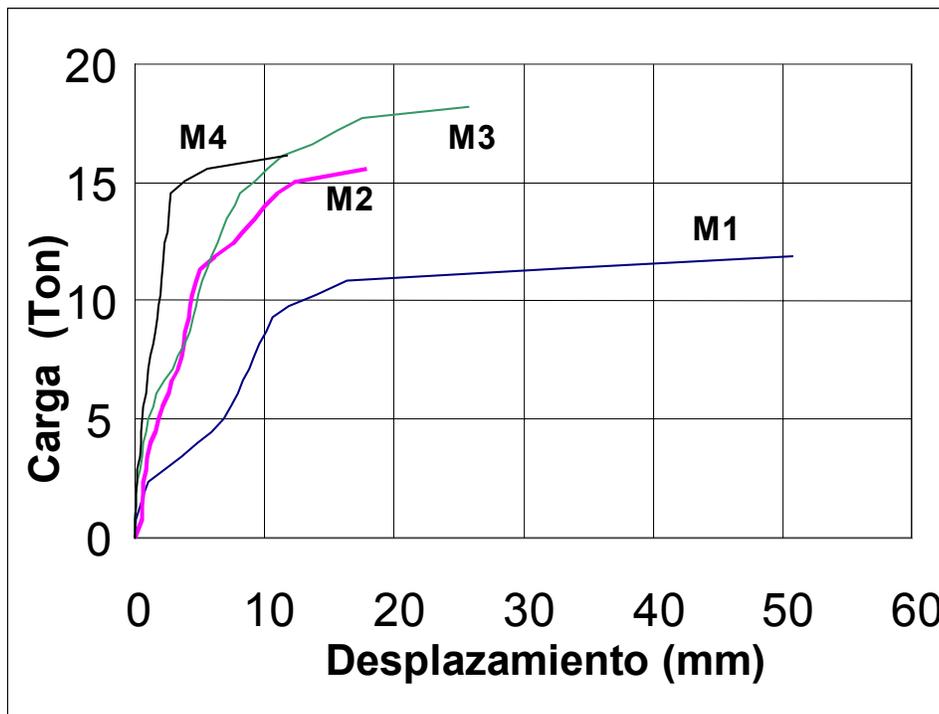


Figura No.9. Curva Carga-Desplazamiento promedio

Tabla 6.1. Resultados de los modelos ensayados

<i>Modelo</i>	<i>Patrón de Falla</i>	<i>Carga Máxima (Ton)</i>
M1	Falla predominante por flexión	11,89
M2	Falla por corte de columnas	16,12
M3	Falla por corte de columnas y falla local de los muros de mampostería.	18,24
M4	Falla por corte de columnas. Falla local de los muros de mampostería. Mayor capacidad resistente del muro con refuerzos de acero.	16,65

Durante el ensayo del modelo M4 la falla de la pared sin refuerzo se alcanzó mucho antes que la falla de la pared reforzada, demarcando la capacidad máxima del modelo. Sin embargo, un ensayo complementario con carga únicamente en el muro reforzado, evidenció una mayor capacidad resistente y un mecanismo de falla con mayor participación de los componentes del sistema.

Las Figuras No. 10 al No. 13, muestran respectivamente para los modelos M1 (sin refuerzo) y M2 (reforzado con vigas de riostras), el estado final de las columnas superior e inferior, de donde se evidencia la diferencia en el patrón de falla desarrollado.



Figura No. 10. Modelo M1 – Columna superior



Figura No. 11. Modelo M1 – Columna inferior



Figura No. 12. Modelo M2 – Columna superior

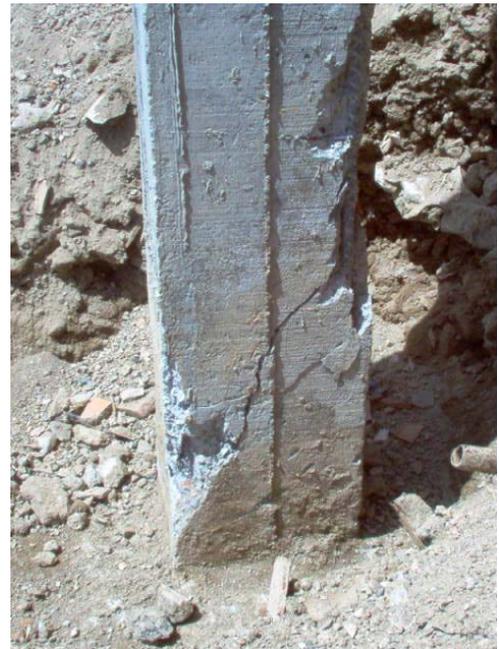


Figura No. 13. Modelo M2 – Columna inferior

La comparación del patrones de agrietamiento se la columna superior de los modelos M1 y M2 luego de excavadas (Figuras No. 14 y 15), ratifica el predominio de una de una falla por flexión y corte respectivamente. La viga de riostra restringe la desplazabilidad del primer nivel, aumentando en términos generales la rigidez y resistencia del sistema, pero introduciendo un indeseable mecanismo frágil de falla por corte que limita la ductilidad originalmente exhibida.



Figura 14 – Columna superior M1 excavada



Figura 15 – Columna superior M2 excavada

La incorporación de paredes de rellenos en bloques de arcilla de 10 cms de espesor además de las vigas de riostras (Modelo M3) prácticamente no modifica la respuesta estructural del sistema. La rigidez permanece invariable y la resistencia muestra un pequeño incremento del 12.5%. La Figura No. 16, muestra el progreso de una falla inminente de corte en la columna superior y el aplastamiento local de las unidades de mampostería. La Figura No. 17, muestra el estado final de la columna inferior donde se observa la total separación de la mampostería y la estructura.



Figura No. 16. Modelo M3 – Columna superior



Figura No. 17. Modelo M3 – Columna inferior

Finalmente, la incorporación de paredes de rellenos en bloques de concreto de 15 cms de espesor además de las vigas de riostras (Modelo M4) introdujo poca variaciones en términos de resistencia pues la falla de la pared sin refuerzo se alcanzó mucho antes que la falla de la pared reforzada, demarcando la capacidad máxima del modelo. En este caso se observó un incremento de la rigidez del sistema.

La Figura No. 18, muestra el estado alcanzado por la columna superior, donde se evidencia un inminente mecanismo de falla por corte en la porción de columna comprendida entre la viga de riostra y el primer nivel. Asimismo se observa el aplastamiento y disgregación de la mampostería. La Figura No. 19, muestra el estado de falla de la columna inferior y el patrón de agrietamiento de la mampostería.



Figura No. 18. Modelo M4 – Columna superior



Figura No. 19. Modelo M9 – Columna superior

## 7. CONCLUSIONES

Tomando como referencia los resultados obtenidos en el modelo M1 (sin reforzamiento) se puede estimar la resistencia media a carga lateral de un pórtico de dos columnas en aproximadamente 6 Ton.

La incorporación de vigas de riostras permite incrementar la resistencia en 35% con un impacto en costo entre 5-7%. La incorporación de paredes de relleno con bloques de arcilla no introduce un incremento significativo de resistencia. Análogamente, las paredes de relleno con bloques de concreto sin armar resultan poco efectivas, a menos que sea mejorada la resistencia del bloque y se utilicen paredes reforzadas con armadura, en cuyo caso el impacto en costo sería 15%.

La comparación de los patrones de falla de los modelos ensayados, evidencia el desarrollo de un mecanismo más dúctil en el modelo M1 (sin reforzamiento) que en los modelos M2, M3 y M4 (reforzados). Los esquemas de reforzamiento estudiados permiten incrementar la rigidez inicial del sistema, con un aumento de su capacidad resistente entre 35 y 50%, a costa de ductilidad, pues se

introduce un indeseable mecanismo de falla frágil por corte en la columna superior al inducir un efecto de columna corta entre la viga de riostra y el primer nivel, que convendría ser mejorado.

## REFERENCIAS

INE (2001). “XIII Censo General de Población y Vivienda”. Censo 2001. Instituto Nacional de Estadística. Caracas. Venezuela. <http://www.ine.gov.ve/>

JICA (2004). “Estudio sobre el Plan Básico de Prevención de Desastres en el Distrito Metropolitano de Caracas en la República Bolivariana de Venezuela. Informe Final. Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA). Octubre 2004. Caracas. Venezuela.

Rosas, I. (2000). “Vulnerabilidad de los desarrollos humanos autoproducidos”. Seminario 2000. Desastres Sísmicos, escenarios, seguridad y prevención en ciudades de países en desarrollo”. En Desastres Sísmicos en Desarrollo. Editado por CESIS-IMME. Febrero 2000. Caracas. Venezuela

Safina, S. (2004). “Propuesta preliminar de funciones de daño para las principales categorías de edificaciones de la ciudad de Caracas”. Memorias del Simposio Simón Lamar de Ingeniería Estructural e Ingeniería Sismorresistente. Jornada de Investigación de la Facultad de Ingeniería UCV. Jifi 2004. Caracas. Noviembre 2004.

Safina, S., Bonilla, R., Kagawa, H., Inoue, A., Yamazaki, Y. (2004). “Ensayo de viviendas típicas de barrios”. Memorias del Simposio Simón Lamar de Ingeniería Estructural e Ingeniería Sismorresistente. Jornada de Investigación de la Facultad de Ingeniería UCV. Jifi 2004. Caracas. Noviembre 2004