

## ANALISIS SISMICO DE VIVIENDA DE ADOBE

E. Bazón, M. Padilla y R. Meli  
Instituto de Ingeniería,  
Universidad Nacional Autónoma de México

### RESUMEN

Se presentan resultados del análisis dinámico de casas de adobe de un piso. Los casos estudiados cubren la mayoría de las variantes en dimensiones y cargas de las construcciones que con este material existen en México. Se analiza el efecto en la respuesta sísmica de la geometría y disposición de los muros, de la forma de la planta y de la presencia de una viga de concreto en el perímetro superior de los muros. Se propone un método sencillo para evaluar las acciones que el sismo produce en los muros de casas con planta rectangular y se dan conclusiones cualitativas acerca de las precauciones para lograr un mejor comportamiento sísmico de estas construcciones.

### INTRODUCCION

La frecuencia de colapsos de casas de adobe a raíz de los sismos se debe tanto a las características del material: baja resistencia, gran peso y comportamiento frágil; como a graves defectos de estructuración de las viviendas: muros muy largos y de altura considerable sin refuerzo, falta de liga de los muros entre sí y con el techo; en gran parte se debe también al grave deterioro que sufren por intemperización los materiales de muros y techo, lo cual reduce de manera drástica la resistencia de las construcciones.

Por las razones anteriores, en diversas regiones de alto riesgo sísmico los reglamentos prohíben las construcciones de adobe. En México y en otros países de América Latina, la mayoría de las viviendas del medio rural son de adobe y, puesto que sería utópico pensar en sustituirlas, es necesario encontrar procedimientos sencillos y económicos para incrementar su seguridad contra sismo.

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se está llevando a cabo un programa de investigación sobre este tema. Un artículo paralelo<sup>1</sup> cubre la parte experimental, tendiente a estudiar las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe y a verificar la eficiencia de diversos procedimientos de refuerzo. El presente artículo se refiere a estudios analíticos que tuvieron como objetivo investigar el comportamiento dinámico de las viviendas típicas de adobe, para generar procedimientos sencillos para la revisión de su seguridad y recomendaciones específicas sobre su refuerzo.

### CARACTERISTICAS DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LAS VIVIENDAS DE ADOBE

La construcción típica de adobe consta de un cuerpo principal de un solo piso con planta rectangular alargada de 30 a 50 m<sup>2</sup> de área, con muros de 3 a 3.5 m de altura y de 40 a 60 cm de espesor. En ocasiones hay muros divisorios y en algunas regiones se usan plantas distintas de las rectangulares. El techo es generalmente de dos aguas, de madera con

tejas, con un peso de aproximadamente  $50 \text{ kg/m}^2$ . En regiones de clima extremoso se emplea un techo de vigas de madera poco espaciadas con un relleno de tierra de 30 a 50 cm de espesor y con un peso del orden de  $500 \text{ kg/m}^2$ . Todos los sistemas de techo usuales son muy flexibles en su plano y no forman un diafragma que rigidice los extremos superiores de los muros.

Una idealización aceptable de las casas de adobe para fines de análisis sísmico es la mostrada en la fig 1, en que se considera los muros empotrados en la cimentación con su masa distribuida en altura y con masas adicionales en sus extremos superiores, que representan el peso del techo. Se supuso que los elementos estructurales del techo obligan a que los muros frontal y posterior tengan la misma configuración deformada pero que no proporcionan rigidez en el plano. Se consideró un comportamiento elástico lineal lo cual es aceptable solo antes de que ocurran agrietamientos en los muros.

Para el análisis se consideró la estructura formada por elementos finitos tipo placa, que toman en cuenta el comportamiento de membrana y el de flexión. La red de elementos empleada se muestra en la fig 1 y, aprovechando la simetría, solo se analizó una cuarta parte de la estructura. Se realizó el análisis modal espectral superponiendo la respuesta de los distintos modos con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados. Se empleó el programa de computadora SAP IV desarrollado en la Universidad de California<sup>2</sup>.

El modelo anterior se analizó con distintas variantes, mostradas en la tabla 1. Se consideró un módulo de elasticidad de  $2500 \text{ kg/cm}^2$  y un coeficiente de Poisson de 0.3, ambos datos obtenidos de los ensayos de la ref 1. Se variaron la longitud, altura y espesor de los muros, la forma en planta, el peso del techo, y se consideró la posibilidad de un muro divisorio en la dirección corta. Para la rigidez del techo en su plano se consideraron tres opciones: rigidez nula, rigidez equivalente a la de una viga robusta de concreto en el extremo superior y rigidez infinita.

El análisis se realizó para el sismo actuando en la dirección corta de la construcción, que es la más desfavorable. Se empleó el espectro de diseño correspondiente a la zona de mayor riesgo sísmico en México, y a un suelo firme, fig 2. El espectro se usó sin ninguna reducción por comportamiento dúctil de la estructura. Los resultados se expresan en función de la ordenada espectral y esto los hará aplicables a espectros modificados a otras escalas.

## RESULTADOS DEL ANALISIS DINAMICO

En la fig 3 se presentan las configuraciones deformadas de la estructura considerada típica (caso I de la tabla 1) correspondientes a los dos primeros modos de vibrar. Se puede observar que los desplazamientos en el muro frontal, debidos principalmente a flexión, son considerablemente mayores que los del muro transversal en el que predomina el comportamiento de cortante.

El efecto de una viga robusta en el extremo superior de los muros (cadena), sobre la con-

figuración del primer modo se muestra en la fig 4. Se puede apreciar que la presencia de la cadena hace crecer los desplazamientos provocados por cortante a la vez que reduce drásticamente los debidos a flexión y prácticamente anula el giro en la esquina. Al examinar la forma en que vibra la sección central del muro frontal se advierte claramente, que la cadena funge como un apoyo en la parte superior del muro.

En la tabla 1 aparecen los valores de los periodos naturales del primer y segundo modos de vibrar de las estructuras estudiadas y las ordenadas espectrales que corresponden a dichos periodos en el espectro elegido. Como era de esperarse, cuando la relación rigidez a masa ( $K/M$ ) de la estructura disminuye, por incrementos de la longitud ( $L$ ), de la altura ( $H$ ) y/o de la masa del techo, o bien por disminuir el espesor ( $t$ ), el periodo crece. Por lo contrario si  $H$  y/o  $L$  disminuyen,  $t$  aumenta, o se rigidiza la construcción de alguna otra forma, (ligando el techo con los muros, incluyendo el muro divisorio o colocando la cadena) los periodos decrecen. En los casos de planta no rectangular, comparables al caso I, puesto que tienen idénticos  $t$ ,  $H$  y área techada, se observa que el periodo disminuye cuando la planta deja de ser rectangular y se aproxima a la circular, lo cual se debe esencialmente a que este cambio de forma rigidiza la estructura. Las ordenadas espectrales varían en forma importante para los distintos casos, ya que en algunos el periodo cae en la zona ascendente del espectro y en otros, en la zona plana.

En la fig 5 se muestran el diagrama de fuerzas cortantes y la magnitud y posición de las fuerzas que provocarían ese diagrama sobre los muros transversales. Los valores corresponden al caso I, pero la forma del diagrama es similar en los demás casos. Es de notarse que el cortante máximo no se presenta en la base y esto se debe a la influencia del segundo modo.

Por lo que se refiere a momentos flexionantes, los resultados del análisis revelan que, salvo en los casos con cadena en que la relación  $L/H$  supera 2.4, el momento máximo se presenta en las esquinas. Considerando que relaciones superiores a ese valor están fuera de intervalos aceptables en la práctica, se concentró la atención en los máximos valores de  $M$  que corresponden a la parte superior de las esquinas de los casos estudiados.

En la tabla 2 aparecen los máximos valores de  $V$  y  $M$  para cada caso, así como los de  $V^*$  y  $M^*$  que se obtienen al dividir aquellos entre la ordenada espectral correspondiente al respectivo primer modo. Aceptando que la influencia del segundo modo es proporcional a la del modo fundamental, las observaciones y conclusiones que se obtengan con base en los valores de  $V^*$  y  $M^*$  serán válidas para espectros que correspondan a otras zonas y/o tipos de suelo.

En la fig 6a se puede apreciar que, para valores fijos de  $H$ ,  $B$  y  $t$ , a incrementos de  $L$  no corresponden incrementos de  $V^*$ ; esto se debe a que una parte del muro perpendicular a la dirección del sismo se apoya directamente en el suelo y, conforme crece  $L$ , va disminuyendo la parte que se apoya en los muros transversales. Si se incluye la cadena perimetral, o se rigidiza el techo y se liga eficientemente a los muros, se logra que una

mayor parte del muro frontal se apoye en los transversales, por lo que  $V^*$  aumenta.

El efecto de la variación de  $L$  sobre  $M^*$  se aprecia en la fig 7a. Para valores pequeños de  $L$ , la parte del muro frontal que se apoya en los transversales actúa como una viga con dos apoyos por lo que, aún para valores grandes de  $V^*$ , se tienen valores pequeños de  $M^*$ ; conforme crece  $L$ , la parte del muro frontal que se apoya en los transversales disminuye, lo que hace decrecer a  $V^*$ , aunque  $M^*$  crece porque esta parte empieza a comportarse como dos vigas en voladizo. Este comportamiento es tan franco, a partir de cierto valor de  $L$ , que  $M^*$  disminuye a la par que  $V^*$ , si  $L$  aumenta.

Según se observa en las figuras 6b y 7b, tanto  $M^*$  como  $V^*$  son funciones crecientes, prácticamente lineales, de  $H$ , al mantener fijas las dimensiones  $L$ ,  $B$  y  $t$ . Esto se explica porque al aumentar la altura, crecen la masa y las aceleraciones laterales que produce el sismo. Lo mismo ocurre si, con  $L$ ,  $B$  y  $H$  constantes, se incrementa  $t$ .

En el caso IX, con o sin cadena, se obtienen una ordenada espectral menor y una fuerza cortante mayor que las correspondientes al caso I cuya única diferencia es que este no tiene el muro intermedio que aparece en aquél. La explicación primordial es que gran parte de la zona del muro frontal que en el caso I se apoya directamente en el suelo, en el IX se apoya en el muro divisorio. Cabe señalar que este muro toma el 59% ó el 62% de  $V$ , según que exista o no cadena, y que estos porcentajes son aproximadamente los que se obtendrán considerando el muro divisorio como un apoyo intermedio de una viga continua con carga uniforme.

En la tabla 2 y en figs 6 y 7, se observa que la viga perimetral de concreto en la parte superior de los muros, a la vez que provoca un incremento de  $V^*$ , ocasiona una disminución del orden del 70% en los valores de  $M^*$ . Esto se debe a que dicha viga hace las veces de un apoyo en la parte superior del muro frontal que a su vez descansa en los muros laterales, y sus efectos son por un lado disminuir la parte del muro frontal que se apoya directamente en el suelo, lo que provoca el incremento de  $V^*$ , y por otro reducir las deformaciones por flexión, lo cual implica disminución en los valores de  $M^*$ .

La conveniencia de esta cadena se hace evidente en el caso X (construcción con techo pesado) al que corresponden los máximos valores de  $V$  y  $M$  respecto a los demás casos estudiados, en el cual el valor del esfuerzo cortante máximo se incrementó de  $0.21 \text{ kg/cm}^2$ , en el caso sin viga, a  $0.26 \text{ kg/cm}^2$  al incluirla; en cambio, el máximo esfuerzo de tensión por flexión, que sin la viga fue  $3.9 \text{ kg/cm}^2$ , se redujo a  $1.1 \text{ kg/cm}^2$  al considerar los efectos de la misma. En general, la presencia de la cadena no provoca un aumento crítico en los esfuerzos cortantes, pero sí una disminución muy importante de los esfuerzos de tensión por flexión.

Los momentos flexionantes que se presentaron en la cadena fueron en todos los casos suficientemente pequeños para que pudieran ser resistidos con la cuantía mínima de refuerzo permitida por los reglamentos. Para las dimensiones consideradas esto corresponde a 4 barras # 4.

Si el techo es muy rígido (caso XI), el cortante en los muros transversales es prácticamente el doble del correspondiente caso con cadena y el momento en la esquina prácticamente desaparece.

El cambio de forma de la planta produjo, con respecto al caso I, sin viga, un aumento en los esfuerzos cortantes máximos en los muros, que fue de 117% para planta elíptica y de 68% para planta circular. Por el contrario los momentos flexionantes disminuyeron en 63% y 97% respectivamente. Esta drástica disminución de momentos se debe a que la estructura se vuelve mucho más rígida (si se atribuyen las reducciones de periodos exclusivamente a los incrementos de rigidez, éstos fueron: 240% en la planta elíptica y 400% con la circular), con desplazamientos totales y relativos bastante menores que los de los muros longitudinales en el caso de planta rectangular.

### METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS SISMICO

Con base en los resultados obtenidos mediante el análisis con elementos finitos, se propuso una forma aproximada para calcular las fuerzas sísmicas de diseño para estructuras de adobe de planta rectangular. Se obtuvieron expresiones para el cálculo de las fuerzas cortantes y momentos flexionantes máximos, las cuales se apegan satisfactoriamente a los resultados del análisis dinámico, aunque su precisión no está garantizada en casos donde alguna de las variables difiera radicalmente de los límites establecidos, si bien dentro de éstos caen la mayoría de los casos que se pueden presentar en la realidad.

Aunque las expresiones incluyen la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura, no se ha desarrollado fórmula alguna para estimar dicho periodo. En espectros de diseño como los de los reglamentos mexicanos, las estructuras de adobe caen o en la zona plana o en aquella donde la ordenada espectral crece cuando se incrementa el periodo; si se considera que el periodo crece con la intemperización, es recomendable usar siempre la ordenada correspondiente a la zona plana del espectro, sin tomar en cuenta la posible reducción por el periodo.

Para obtener la fuerza cortante a que se verá sometida una estructura de adobe se ha buscado aplicar la expresión usual en los métodos estáticos:  $V' = C_s W$ , con la variante de que el peso  $W$  no será el total de la estructura. Se ha mencionado que parte del muro frontal se apoya directamente en el suelo por lo cual no contribuye al cortante generado en los muros laterales; además no toda la masa vibra con la misma aceleración sino que esta varía con la altura. Con esto en mente se ha procurado definir una masa equivalente que, activada con la aceleración máxima representada por la ordenada espectral  $C_s$ , genere una fuerza similar a la que se obtuvo en el análisis dinámico.

En la fig 8 se muestra la parte de los muros, del techo, y de la cadena en su caso, que es necesario considerar para determinar el peso  $W$  con el cual se obtiene el valor de  $V'$ ;  $L'$  y  $H'$  toman los siguientes valores:

En los casos sin cadena  $L' = 2 H^2/L \leq L$   $H' = H/4$

En los casos con cadena  $L' = 3 H^2/L \leq L$   $H' = H/3$   
 En los casos con techo rígido  $L' = L$   $H' = 0.6 H$

El mismo procedimiento puede aplicarse para determinar la fuerza cortante en el muro longitudinal, el cual puede llegar a ser crítico por la presencia de huecos de puertas y ventanas que reduzcan su área efectiva para resistir cortantes.

El momento flexionante por unidad de longitud que debe resistir una estructura de adobe se puede calcular mediante la expresión  $M = C_5 w b^2/k$ , donde

$b = H \text{ ó } L/2$ , el menor

$k = 20 \text{ ó } 5$  para casos con y sin cadena respectivamente

$w =$  peso por unidad de longitud determinado considerando el peso de una franja de altura unitaria del muro frontal más la mitad del peso del techo y, en su caso, el de la viga

Si no hay muro intermedio, cada muro transversal debe resistir el 50% de  $V$ , en caso contrario se debe obtener el  $V$  que corresponde a cada cuarto independientemente y atribuir al muro común el 60% y el 40% restante al muro exterior correspondiente.

Para los casos estudiados, estas expresiones conducen a valores que van desde el 90% hasta el 135% respecto de los obtenidos con el método de elementos finitos. Se considera que estos errores son aceptables. Por ejemplo, son menores los que usualmente se cometen al estimar la resistencia del material en casas ya construidas; además en la mayoría de los casos son del lado de la seguridad.

## CONCLUSIONES

Se han presentado los resultados parciales de un estudio que se encuentra en proceso. La etapa realizada permite obtener un conocimiento bastante claro del comportamiento sísmico de las viviendas típicas de adobe y un procedimiento para la valuación de fuerzas estáticas equivalentes con las cuales se puede hacer una revisión de los modos de falla críticos.

Para la revisión de la seguridad de viviendas específicas y para determinar en qué casos es necesario un refuerzo, se requiere, además de la determinación de las fuerzas actuantes, del conocimiento de los esfuerzos resistentes del material. A este respecto, se considera necesario ampliar la información experimental existente. Los ensayos realizados en el estudio experimental mencionado<sup>1</sup> indican que una mampostería de adobe en buenas condiciones tiene una resistencia a cortante,  $v = 1 \text{ kg/cm}^2$  y una resistencia a tensión por flexión  $f_r = 2.5 \text{ kg/cm}^2$ , en promedio. Estos valores son superiores a los que se reportan en ensayos de otras fuentes<sup>3</sup> y además pueden verse afectados por el deterioro de adobe y por defectos constructivos. Si, para fines de una revisión preliminar, se consideran como esfuerzos permisibles  $f_r = 0.5 \text{ kg/cm}^2$  y  $v = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ , valores que implican un factor de seguridad de 5 con respecto a los de laboratorio, y si se aceptan las expresiones aproximadas deducidas anteriormente para el cálculo de los momentos y cortantes pueden obtenerse algunas conclusiones.

Si se fija la condición que, bajo el sismo de diseño, no debe ocurrir agrietamiento por flexión en el adobe en el extremo superior de los muros, se obtiene para  $H \geq L/2$ , la siguiente relación entre la longitud de muros sin soporte lateral y su espesor

$$\frac{L}{t} \leq \frac{\sqrt{2k f_r}}{\sqrt{3} C_s w}$$

en que la notación se ha definido anteriormente.

Por ejemplo, para un coeficiente sísmico de 0.48, un techo ligero (de  $50 \text{ kg/m}^2$ ) y cuando no existe cadena, se obtiene  $L/t \leq 6.7$  mientras que si existe cadena resulta  $L/t \leq 12$ .

La condición impuesta es probablemente demasiado estricta y muy pocas de las construcciones existentes satisfacen ese nivel de seguridad. Una condición más realista permitiría el agrietamiento por flexión bajo el sismo de diseño, con tal que no se alcance el volteamiento de los muros.

La falla por cortante se evita si el área efectiva (descontando los huecos) de los muros en cada dirección es tal que el esfuerzo cortante calculado con las reglas establecidas anteriormente no excede del resistente. Esta condición se cumple normalmente en construcciones de un piso.

En términos generales, los resultados confirman que, en viviendas de planta rectangular de un piso en las que el techo no forma diafragma, el efecto crítico es el de los momentos flexionantes en los muros largos. La reducción en la magnitud de estos momentos es muy notable si se coloca en el extremo superior de los muros un elemento que proporcione rigidez y continuidad, por ejemplo una viga robusta de concreto.

Es conveniente el uso de plantas que tiendan a la circular porque se reducen drásticamente los momentos flexionantes que el adobe debe resistir, y, aunque se incrementan los esfuerzos cortantes máximos, estos se mantienen en niveles que el material puede admitir. Otra ventaja importante es que se evitan las esquinas que constituyen las zonas más débiles cuando las plantas son rectangulares. La desventaja de las plantas no rectangulares reside en que se complican el procedimiento constructivo y la distribución del espacio interior.

La etapa siguiente del estudio actualmente en desarrollo, comprende el análisis del comportamiento de las viviendas en etapas posteriores al primer agrietamiento para identificar los modos de falla y las intensidades sísmicas necesarias para provocarlos, así como el estudio de otras formas y características de la vivienda.

El objetivo final es el de llegar a reglas sencillas para poder determinar si la seguridad de una vivienda específica es adecuada, si ésta requiere refuerzo o si es necesaria su reestructuración total o demolición.

## REFERENCIAS

- 1 Meli R y Hernández B O, "Refuerzo de vivienda de adobe en zonas sísmicas" Congreso Centroamericano de Ingeniería Sísmica, San Salvador, 1978
- 2 Wilson E L et al "SAP IV. A program for structure analysis" Rep No EERC-73-11, Univ de California, Berkeley, 1972
- 3 Yamashiro et al "Diseño sísmico de construcciones de adobe y suelo estabilizado", Univ. Nac. de Ingeniería, Lima, 1975

TABLA 1. CASOS ANALIZADOS

Caso	t (m)	L (m)	H (m)	Modo	sin cadena		con cadena	
					T (seg)	C <sub>s</sub> (g)	T (seg)	C <sub>s</sub> (g)
I	0.4	7.35	2.8	1	0.225	0.48	0.142	0.46
				2	0.072	0.28	0.055	0.23
II	0.2	7.35	2.8	1	0.489	0.48	0.297	0.48
				2	0.152	0.48	0.094	0.33
III	0.6	7.35	2.8	1	0.146	0.47	0.102	0.35
				2	0.051	0.22	0.047	0.21
IV	0.4	4.00	2.8	1	0.123	0.41	0.077	0.29
				2	0.052	0.23	0.043	0.20
V	0.4	5.00	2.8	1	0.166	0.48	0.096	0.34
				2	0.054	0.23	0.048	0.21
VI	0.4	10.00	2.8	1	0.270	0.48	0.194	0.48
				2	0.110	0.38	0.066	0.26
VII	0.4	7.35	2.4	1	0.187	0.48	0.123	0.41
				2	0.067	0.26	0.048	0.21
VIII	0.4	7.35	3.5	1	0.281	0.48	0.170	0.48
				2	0.079	0.30	0.067	0.26
IX	0.4	7.35	2.8*	1	0.104	0.36	0.081	0.30
				2	0.059	0.24	0.054	0.23
X	0.4	7.35	2.8**	1	0.376	0.48	0.206	0.48
				2	0.118	0.40	0.065	0.26
XI	0.4	7.35	2.8***	1	0.079	0.30		
				2	0.039	0.19		
XII	0.4	planta elíptica		1	0.122	0.41		
				2	0.093	0.33		
XIII	0.4	planta circular		1	0.100	0.35		
				2	0.079	0.30		

\* Muro divisorio al centro

\*\* Techo pesado

\*\*\* Techo rígido ligado a los muros



TABLA 2. ELEMENTOS MECANICOS MAXIMOS OBTENIDOS CON EL ANALISIS DINAMICO

Caso	sin cadena				con cadena			
	V (ton)	V* (ton)	M (kg $\frac{m}{m}$ )	M* (kg $\frac{m}{m}$ )	V (ton)	V* (ton)	M (kg $\frac{m}{m}$ )	M* (kg $\frac{m}{m}$ )
I	2.74	5.71	461	960	5.51	11.98	158	343
II	1.74	3.54	260	542	2.67	5.56	82	171
III	3.85	7.54	657	1398	6.30	18.00	193	551
IV	2.64	6.44	258	629	4.83	16.66	62	214
V	3.06	6.38	410	854	5.09	14.97	99	291
VI	2.49	5.19	448	933	5.01	10.44	179	373
VII	1.85	3.85	337	702	3.72	9.07	104	254
VIII	4.66	9.71	717	1494	8.12	16.92	239	498
IX	5.67	15.75	184	511	8.08	26.93	50	167
X	6.01	12.52	1050	2188	9.16	19.08	294	613

V\*, M\* Cortantes y momentos divididos entre la ordenada espectral

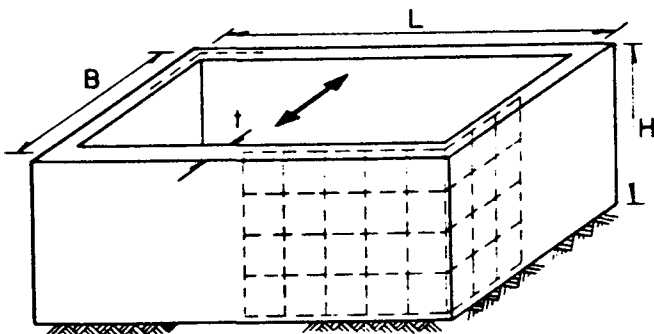


Fig 1. Idealización de casas de adobe para análisis dinámico

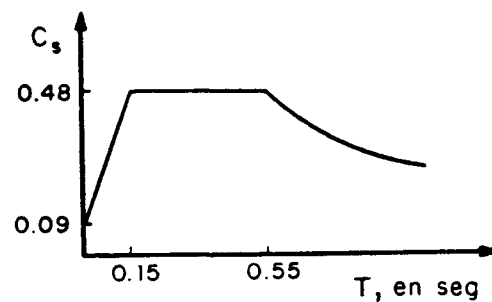


Fig 2. Espectro utilizado

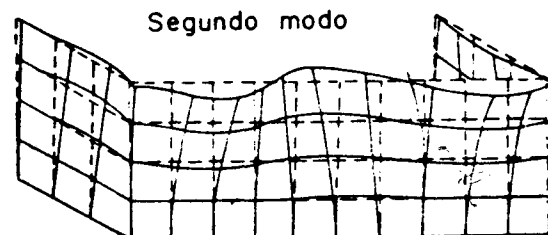
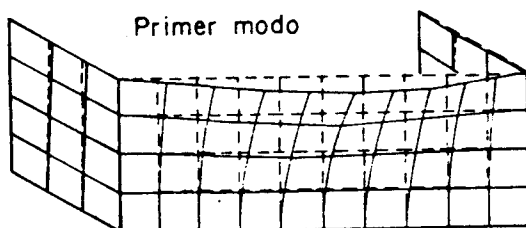
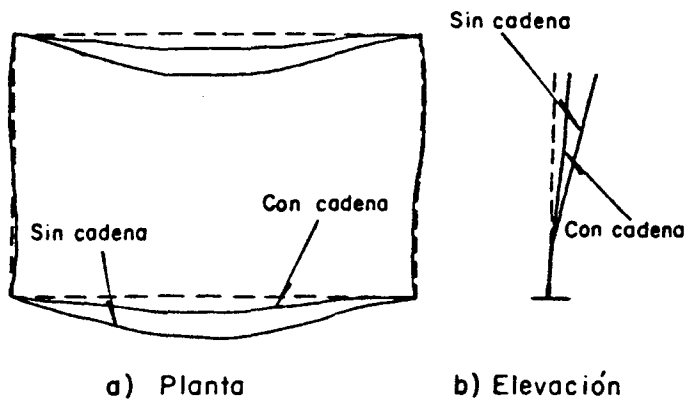
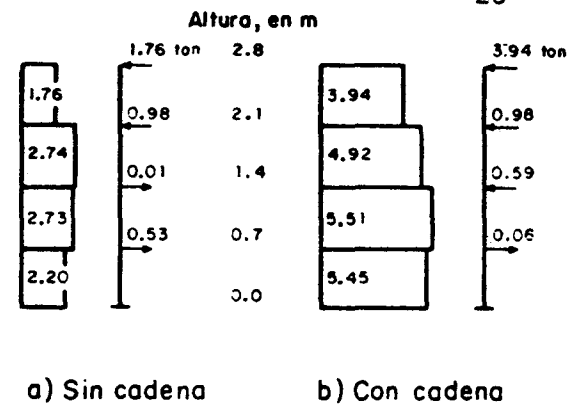


Fig 3. Configuraciones de los dos primeros modos de vibrar



a) Planta

b) Elevación

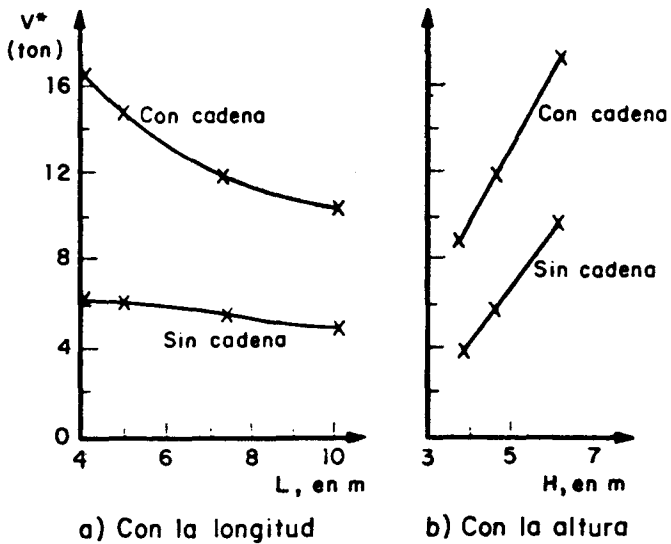


a) Sin cadena

b) Con cadena

Fig 4. Comparación de modos fundamentales de vibración de casa con y sin cadena

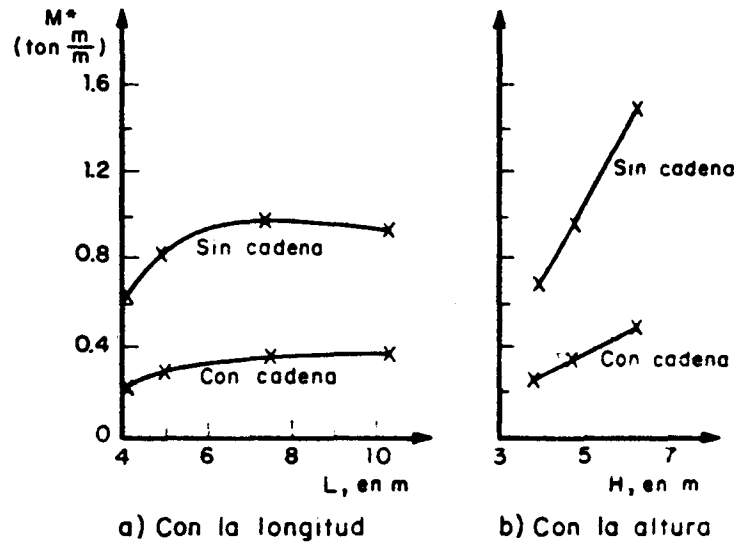
Fig 5. Diagramas de fuerzas y de cortante en los muros transversales



a) Con la longitud

b) Con la altura

Fig 6. Variación del cortante en los muros transversales



a) Con la longitud

b) Con la altura

Fig 7. Variación del momento en las esquinas

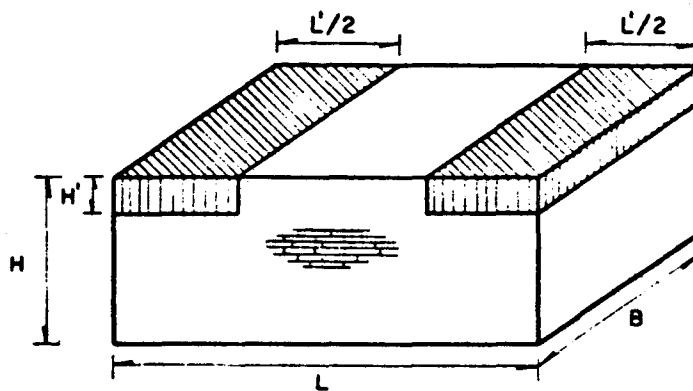


Fig 8. Masa equivalente para calcular el cortante con el método simplificado