

COMPORTAMIENTO SISMO-RESISTENTE DE ESTRUCTURAS EN
BAHAREQUE

MARIO FELIPE SILVA V.
LUIS FELIPE LÓPEZ M.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
SEDE MANIZALES
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
INGENIERÍA CIVIL
MANIZALES CALDAS

2000

COMPORTAMIENTO SISMO-RESISTENTE DE ESTRUCTURAS EN
BAHAREQUE

MARIO FELIPE SILVA V.
LUIS FELIPE LÓPEZ M.

Trabajo de grado para optar al título de
Ingeniero Civil

Directores
JORGE EDUARDO HURTADO G.
Ingeniero Civil
SAMUEL DARIO PRIETO R.
Ingeniero Civil

Asesor
JOSEF FARBIARZ F.
Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
SEDE MANIZALES
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
INGENIERÍA CIVIL
MANIZALES CALDAS
2000

4. MÓDULOS TRIDIMENSIONALES

Para indagar acerca del comportamiento de los sistemas estructurales de las construcciones en bahareque de una forma más aproximada a la realidad, se ensayaron 2 módulos tridimensionales sencillos de aproximadamente unos 9 m², bajo la acción de cargas horizontales y verticales.

Los módulos fueron construidos con paneles de los sistemas 1 y 2 (ver capítulo 3), de acuerdo con las indicaciones de construcción de dichos sistemas y denominados respectivamente como módulo 1 y módulo 2 (ver fotos 23 y 24).

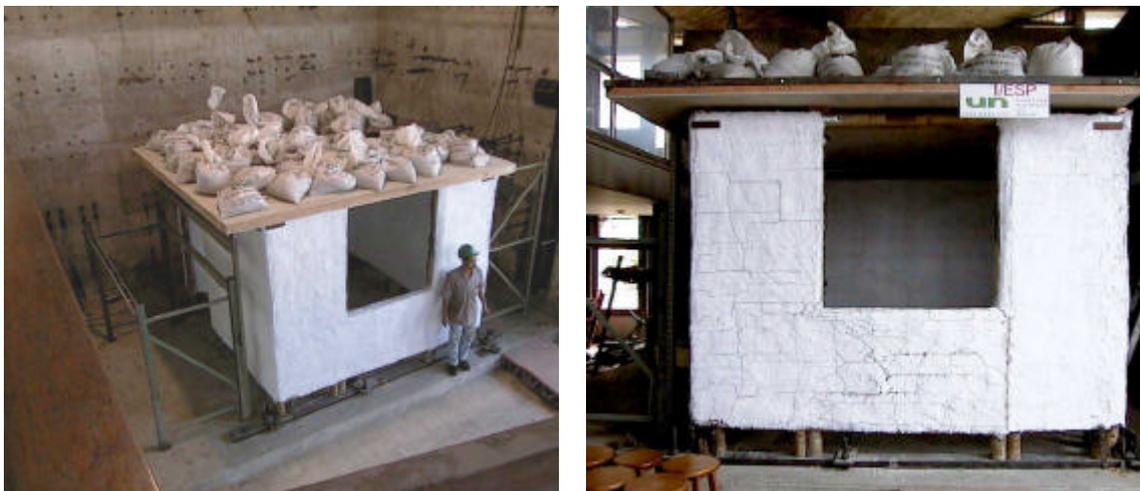


Foto 1. Módulo 1



Foto 2. Módulo 2

4.1 MONTAJE

Para facilitar el transporte y la colocación de los paneles se mantuvieron esterillados solo por uno de los lados y sin revocar, hasta cuando estuvieron armados los módulos.

El mecanismo de armado es relativamente sencillo en ambos sistemas: se hicieron dos perforaciones a un tercio de la altura en los elementos verticales laterales en cada panel y se atornillaron con pernos roscados unos paneles a otros hasta completar los módulos. En el caso del módulo 2 se adicionaron cuatro guaduas en cada una de las esquinas para facilitar el ensamblaje

Luego de armados, se terminaron de esterillar por el lado interior de manera que la esterilla quedara trabada entre paneles y colaborara en la unificación del sistema; posteriormente se forró la esterilla con una malla de gallinero, se aplicó el revoque

rústico de mortero por ambos lados y se blanqueó con cal para poder observar las fisuras.

Para la aplicación de cargas se montó sobre las probetas un diafragma semi-rígido (losa), fabricado con una trama interna de cuarterones de madera forrados con playcem y rigidizado exteriormente con ángulos de acero, sujetos a los módulos con pernos (ver foto 25).



Foto 3. Detalle diafragma semirrígido

Sobre el diafragma se montaron sacos de arena simulando la carga de una cubierta (150 kg/m^2) y a través de él se aplicaron las cargas horizontales mediante un mecanismo hidráulico de empuje, con posibilidad de retroceso invirtiendo el gato (ver foto 26).



Foto 4. Mecanismo de aplicación de cargas

Se montaron tres extensómetros en la parte superior del lado opuesto al de la aplicación de la carga, por ser el sitio donde se presentan las deformaciones más representativas del módulo y se montaron también otros cuatro extensómetros en los vértices inferiores del módulo, para medir pequeños desplazamientos y levantamientos (ver figura 13).

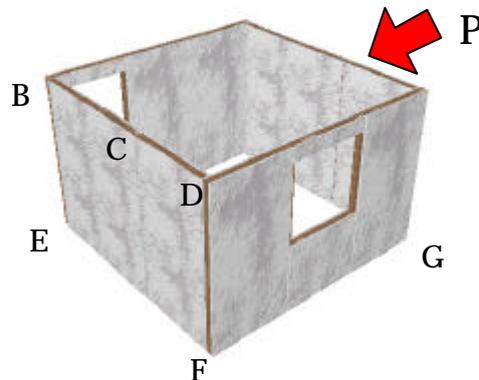


Figura 1. Localización de extensómetros

4.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS MÓDULOS

En términos generales, las características de los módulos se pueden identificar como las de los paneles con los que están contruidos y que se mencionaron en el capítulo 3, pero además la construcción de los módulos implica algunos otros detalles de conjunto considerados indispensables para cada sistema.

4.2.1 Módulo 1.

Para construir el módulo 1, se utilizaron 5 paneles tipo A, 2 tipo B, 1 tipo C, y 1 tipo F, dispuestos como se muestra en la figura 14, de manera que en el sentido E-O el sistema resistente lo componen dos paneles tipo A, dos tipo B, y uno tipo C, y en el sentido N-S, trabajaran tres tipo A y 1 tipo F.

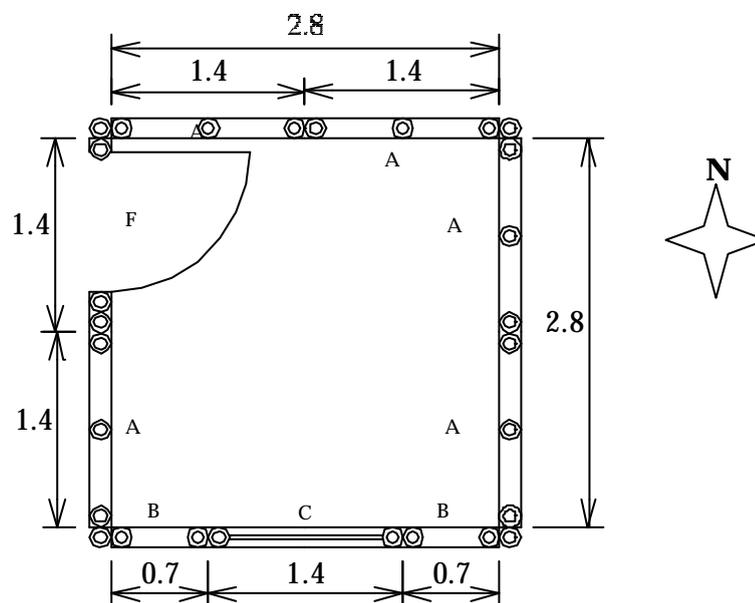


Figura 2. Planta y dimensiones módulo 1

Este módulo tiene dimensiones 2.8 m x 2.8 m, lo que implica un área total de 7.84m².

El módulo se sujetó del suelo simulando su mecanismo real de sujeción consistente en pletinas a lado y lado de cada "pata" de los paneles, que se atraviesan con un perno roscado para ajustarlas. Estos cañutos y todos los demás por donde pasan pernos, fueron rellenos con mortero de cemento; de no hacerse así los pernos desgarran la guadua con un mínimo esfuerzo.

4.2.2 Módulo 2.

En el módulo 2 se utilizaron 7 paneles tipo A, uno A-SD, 2 tipo B, 1 tipo C, y 1 tipo D, dispuestos como se muestra en la figura 15, de manera que la resistencia en el sentido E-O la aportan 3 paneles tipo A, 1 tipo ASD, 1 tipo C, 1 tipo D, es decir la ventana y la puerta en este caso quedaron en el mismo sentido. En el otro sentido N-S, trabajan 4 paneles tipo A, y 2 tipo B.

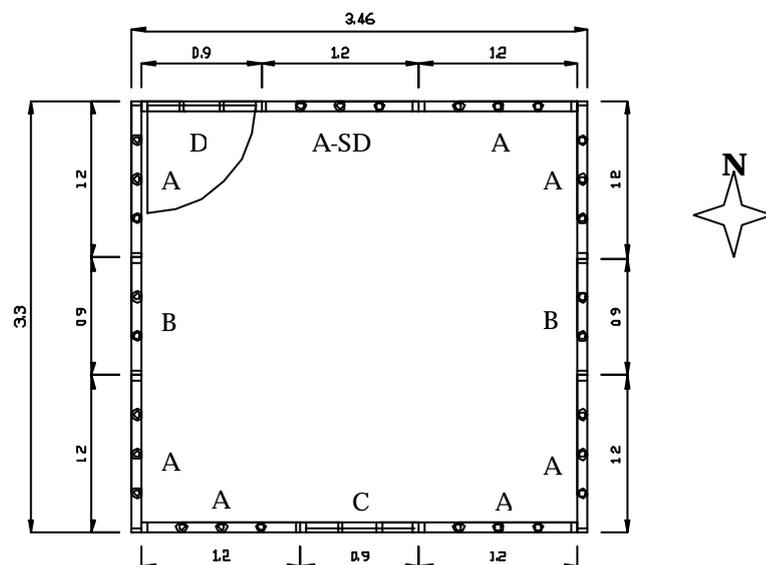


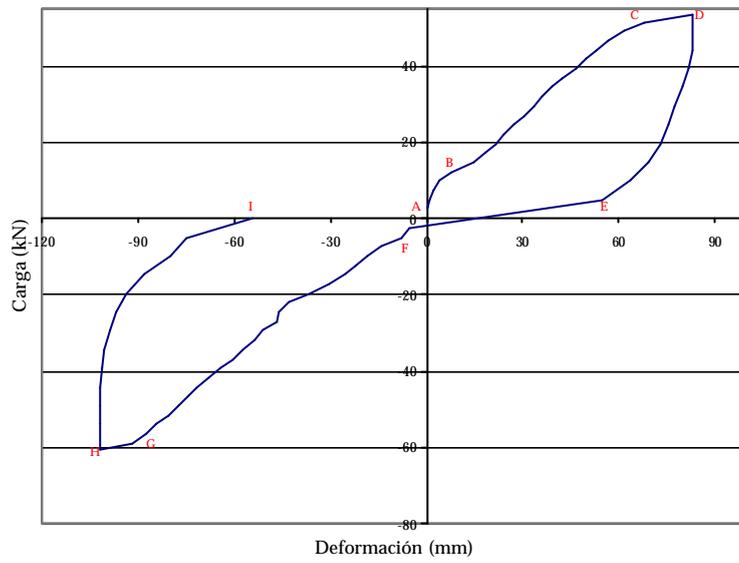
Figura 3. Planta y dimensiones módulo 2

El módulo tiene dimensiones 3.3 m x 3.6 m, es decir con un área total de 11.42m². Estos paneles fueron sujetos al suelo mediante pletinas atornilladas a los cuartones de madera de los paneles.

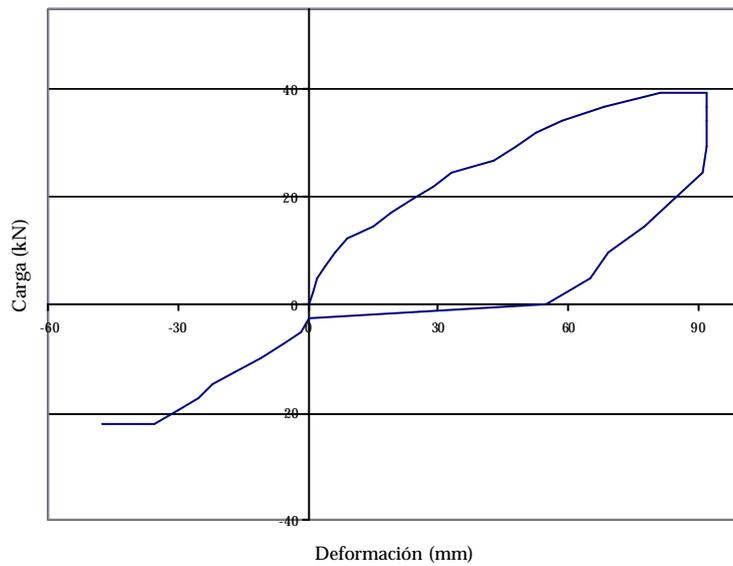
4.3 RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.3.1 Ciclos de histéresis.

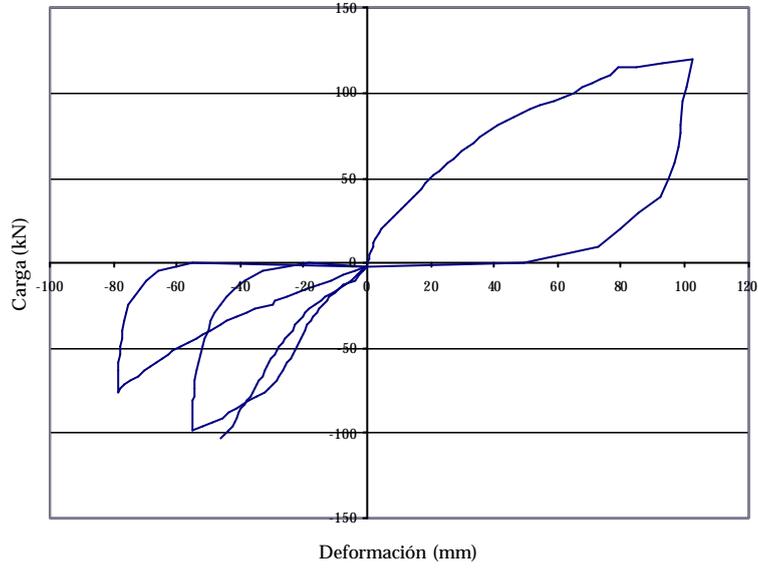
Gráfica 1. Ciclo histérico módulo 1 (E-O)



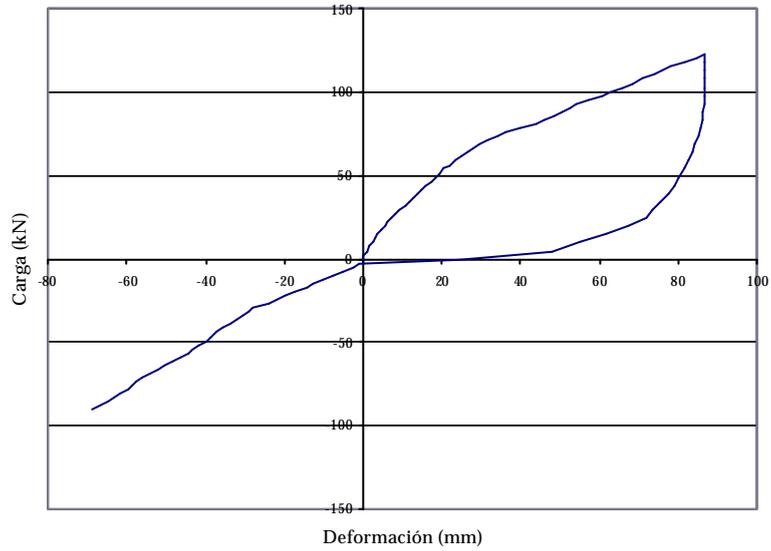
Gráfica 2. Ciclo histérico módulo 1 (N-S)



Gráfica 3. Ciclo histerético módulo 2 (E-O)



Gráfica 4. Ciclo histerético módulo 2 (N-S)



Cuadro 1. Datos obtenidos en los ensayos tridimensionales convenio AIS-FOREC

PROBETA	SENTIDO	CICLO	CARGA MAX (kN)	DEFORMACIÓN (mm)	RIGIDEZ (kN/mm)	OBSERVACIONES
Módulo1	E-O	empuje	53.5	82.9	0.743	No hay degradación significativa, la falla se produjo en conexiones.
		halado	60.3	102	0.657	
	N-S	empuje	36.8	91.8	0.669	Falla súbita de conexión con la cubierta, y falla local de una pata a compresión.
		halado	22.1	47.5	0.527	
Módulo2	E-O	empuje	120.2	102.3	2.33	
		halado	76	78.2	0.924	Carga suspendida, problemas con transmisor de carga
			98.1	55	0.924	Carga suspendida, problemas con apoyo de actuador
			103	46.2	2.343	Falló una conexión
	N-S	empuje	120.2	84.5	2.218	
		halado	90.7	68.6	1.331	Falló una conexión

4.3.2 Descripción del comportamiento histerético y observaciones de las pruebas.

El bahareque es un material aun más complejo que el concreto reforzado, debido a que involucra más materiales y su conformación no es tan homogénea; por esta razón se requiere que los criterios de diseño de estructuras en bahareque sean respaldados con investigaciones experimentales, especialmente si se desea aprovechar su gran flexibilidad.

De los ciclos histeréticos obtenidos en los ensayos se puede analizar el comportamiento del bahareque ante ciclos de carga y descarga . En la gráfica 38 se muestran los puntos clave del comportamiento del sistema.

El tramo AB representa la respuesta del sistema antes de que ocurra la fisuración de la zona a tracción del mortero y en el que todos los elementos se encuentran en su lugar. La rigidez en este tramo es $k_{ab}=1.76$ kN/mm , la fisuración del revoque a tracción ocasiona la pequeña pérdida de rigidez después del punto B.

En el tramo BC se presenta una etapa de acomodamiento de los elementos inicialmente desajustados y nuevamente el sistema adquiere una mayor rigidez $k_{bc}= 0.66$ kN/mm; en el punto C se presenta la falla del revoque (ver foto 27), que muestra grietas considerables en los puntos críticos de los muros, como uniones entre paneles y ventanas, además de que se presentan fallas internas por desprendimiento de las uniones.



Foto 5. Grietas en revoque

En el tramo CD el sistema está trabajando ya en el rango inelástico. Se presentan grandes deformaciones con poco incremento de carga, desprendimiento de cáscaras de revoque entre fisuras y la rigidez del tramo disminuye a $k_{cd}= 0.13$ kN/mm.

El tramo DE es el tramo de descarga. Todos los elementos tratan de volver a su sitio, las fisuras más pequeñas se cierran, pero el sistema no alcanza su posición inicial quedando con una deformación residual de unos 54.6 mm; en este tramo la rigidez es de $k_{de}= 1.71 \text{ kN/mm}$.

En el tramo EF el sistema se empieza a cargar en sentido opuesto, produciéndose un estrangulamiento del ciclo histerético debido al reacomodamiento de elementos sueltos o al deslizamiento de las uniones; en este tramo la rigidez es $k_{ef}= 0.12 \text{ kN/mm}$.

En el tramo FG aumenta la rigidez hasta un valor similar a la del tramo BC también de carga, $k_g= 0.65 \text{ kN/mm}$, lo que muestra que así el sistema haya fallado en el sentido opuesto, la resistencia y la rigidez en esta dirección no se ven afectadas; en general hacia el interior del sistema el comportamiento es similar al tramo de carga en el sentido opuesto.

En el tramo GH se presenta la cedencia del sistema, mas no de los elementos internos de los muros, que se encuentran poco exigidos por la ineffectividad de las uniones, por lo que se empiezan a presentar fallas locales (ver foto 28), y desprendimiento de la cubierta. Al igual que en el tramo CD se incrementan las deformaciones, pero no se llega al colapso. La rigidez del tramo es $k_{gh}= 0.15 \text{ kN/mm}$.



Foto 6. Fallas locales. A compresión en guadua de apoyo y unión cubierta

El tramo de descarga HI es similar al DE, con una deformación residual similar a la del semiciclo de empuje, aproximadamente 54.3 mm y una rigidez de $k_{hi} = 1.26$ kN/mm.

Todos los ciclos histeréticos están estrangulados, lo que evidencia que hubo corrimiento o aflojamiento de elementos durante el ensayo; a este tipo de ciclos se les conoce como ciclos histeréticos orientados al origen (ver foto 29).

Con base en los ciclos de histéresis se puede calcular la energía disipada por los sistemas, en forma de calor, ruido, fricción, etc. Este cálculo se hace determinando las áreas bajo dicha curva.

El área bajo la curva de carga, representa la acumulación de energía de deformación que se aplicó a la estructura; cuando se descarga la energía que el sistema transfiere para convertirse en energía cinética, corresponde al área bajo la curva de descarga y la diferencia entre dichas áreas corresponde a la energía disipada por el sistema.



Foto 7. Desprendimiento de elementos

Para el módulo 1 en la primera mitad del ciclo, en el sentido NS (ver gráfica 39), la energía de deformación fue de 2527.4 J y la energía bajo la curva de descarga fue de 433.3 J; así pues la energía disipada por el sistema fue de 2094.1 J, correspondiente a un 82.9 % de la energía aplicada.

En el módulo 2 en la primera mitad del ciclo, en el sentido NS (ver gráfica 41), se aplicó una energía de deformación de 6661.7 J y la energía bajo la curva de descarga fue de 1096.2 J, disipando una energía total de 5565.5 J, correspondiente a un 83.5 % de la energía de aplicada.

A pesar de tratarse de dos sistemas distintos, con capacidades de carga diferentes, el porcentaje de disipación de energía es prácticamente igual para ambos, lo que conlleva a suponer que sin importar el sistema constructivo, el bahareque encementado se comporta de manera similar, disipando una gran cantidad de la energía aplicada.

4.3.3 Estimación del comportamiento de los módulos a partir de los paneles.

Cargas máximas:

Para estimar las cargas máximas de los módulos en cada sentido, bastará con sumar las resistencias que aporta cada uno de los paneles por metro lineal en planta, que conforman el sistema resistente en cada caso y en condiciones óptimas deberá corresponder a la carga máxima soportada por el módulo.

Se utilizó la resistencia alcanzada por cada tipo de panel en los ensayos previos, debido al número tan reducido de muestras ensayadas de cada uno (ver tabla 6).

Módulo 1

Según la distribución del módulo que se detalla en la figura 14, en el sentido EO trabajarán la pared norte que es macisa con una longitud de 2.8 m de paneles A, cuya resistencia por metro lineal tomamos como 12.79 kN/m; por consiguiente la resistencia del muro norte es 35.81 kN. Y la pared sur que tiene una ventana formada por un panel tipo C del cual no se hicieron ensayos, pero su resistencia se puede determinar con base en la resistencia del panel A-SD que es 13.74 kN; los dos paneles tienen el mismo ancho, pero el panel tipo C tiene una abertura de 1.4 m de alto por 1.4 m de ancho, con lo que le resta solo una altura sólida de 1m; entonces su capacidad se puede calcular como la resistencia del panel ASD por la altura sólida del panel C sobre la altura sólida del panel A-SD, $13.74 \cdot 1 / 2.4 = 5.73 \text{ kN}$. Además la pared sur cuenta con dos paneles tipo B con una longitud total de 1.4 m, y cuya resistencia por metro lineal es de 12.14 kN/m. La resistencia total de toda la pared sur será $5.73 + 12.14 \cdot 1.4 = 22.7 \text{ kN}$.

La resistencia calculada del módulo 1 en el sentido E-O será $35.81 + 22.7 = 58.5 \text{ kN}$, la carga máxima medida en el ensayo fue 53.5 kN en el ciclo de empuje y 60.3 kN en el ciclo de halado (ver gráfica 38), es decir el 91.5 % y el 103.1 % de la carga estimada respectivamente.

En el sentido NS resulta del mismo análisis, de la pared E 35.81 kN y de la pared O estimando el aporte del panel puerta como 2kN, resulta 19.91 kN.

La capacidad total calculada en el sentido NS es 55.72 kN y la carga de falla del ensayo fue de 36.8 kN en el ciclo de empuje es decir 66.0 % y 22.1 kN en el ciclo de halado, en el que se suspendió el ensayo por una falla súbita en la cubierta.

Módulo 2

De igual forma en el sentido E-O (ver figura 15) la resistencia calculada de acuerdo con los ensayos de paneles y asumiendo para la puerta un aporte de 2kN y para la

ventana 10.8 kN calculada a partir de los p neles 2A-SD, es 149.2 kN, mientras que experimentalmente resistió 120.2 en el ciclo de empuje, es decir 80.4% y 102.3 kN en el ciclo de halado correspondiente al 68.6 %.

En el sentido N-S el módulo debía resistir 186.2 kN y experimentalmente resistió 120.2 kN en el ciclo de empuje, es decir el 64.5 %, y 90.7 kN en el ciclo de halado en el que el sistema dej  de cargar por una falla súbita en una conexión.

Rigideces:

Para calcular la rigidez de un modulo, se analiza cada una de las paredes, descomponiéndolas en partes y sumando el aporte en rigidez de cada una; a partir de las rigideces experimentales de los paneles que se muestran en la tabla 6 y mediante las relaciones entre sus dimensiones se puede calcular la rigidez de una sección de pared.

Las rigideces de las secciones se calculan para una sección de pared con una carga puntual en un extremo con las siguientes expresiones de acuerdo con las condiciones de borde según se encuentre en voladizo o doblemente empotrada.

$$k_{Empotrado} = \frac{Ee}{\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)} \qquad k_{Voladizo} = \frac{Ee}{4\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)}$$

Donde:

E = Modulo de elasticidad del muro.

e = Espesor del muro.

h = Altura del muro.

L = Longitud del muro.

Considerando que E y e son constantes, la rigidez teórica de una sección de pared, a partir de una rigidez experimental será:

$$k_2 = k_1 \times \frac{\left[4\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right) \right]_{\text{sección.1}}}{\left[4\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right) \right]_{\text{sección.2}}} =$$

por ejemplo, para calcular la rigidez de la pared sur del modulo 1 que se muestra en la figura 16 a partir del panel 1A, la partimos en tres partes y consideramos que las partes **a** y **b** están en voladizo y la parte **c** esta doblemente empotrada.

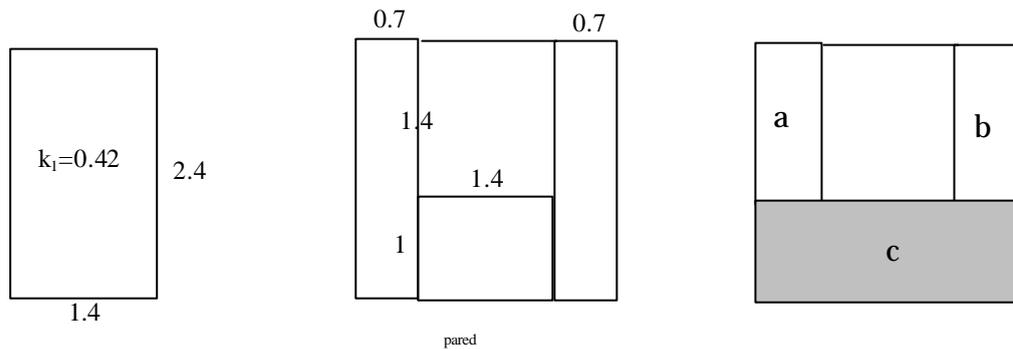


Figura 4. Pared sur modulo 1

$k_a=k_b$ y las deformaciones se calculan como para secciones en voladizo, la rigidez sera:

$$k_a = k_1 \times \frac{\left[4\left(\frac{2.4}{1.4}\right)^3 + 3\left(\frac{2.4}{1.4}\right) \right]_{\text{panel.1}}}{\left[4\left(\frac{1.4}{0.7}\right)^3 + 3\left(\frac{1.4}{0.7}\right) \right]_{\text{sección.a}}} = 0.42 \times \frac{25.29}{3.8} = 0.279$$

la deformación de la sección **c** se calcula como si estuviera empotrada, la rigidez sera entonces:

$$k_c = k_1 \times \frac{\left[4 \left(\frac{2.4}{1.4} \right)^3 + 3 \left(\frac{2.4}{1.4} \right) \right]_{panel.1}}{\left[\left(\frac{1}{2.8} \right)^3 + 3 \left(\frac{1}{2.8} \right) \right]_{sección.c}} = 0.42 \times \frac{25.29}{1.11} = 9.50$$

La rigidez de la pared será el inverso de la suma de las deformaciones en cada caso, que resulta siendo la suma de las rigideces de las partes

$$k_{pared} = \frac{1}{\frac{1}{0.279 + 0.279} + \frac{1}{9.50}} = 0.53$$

Para evaluar la veracidad de este calculo, se coMParó una rigidez teórica para el modulo 1 con la rigidez experimental obtenida, la rigidez experimental en el sentido Este-Oeste fue de 0.743 kN/mm, mientras que la calculada con base en el panel tipo 1A fue de 0.53 kN/mm para la pared sur y 2.0 kN/mm para la norte, con lo que obtuvo una rigidez total de 2.53 kN/mm, que resultó mucho mayor, pero se debe tener en cuenta que a los paneles de los ensayos individuales se les cortaron las patas para poder medir la resistencia real del muro, pero en el ensayo del modulo se dejaron las patas y muchas de las fallas se presentaron por flexión en estos miembros, razón por la cual es más aproximado utilizar la rigidez experimental de los paneles tipo 1D-SD; con lo cual la rigidez teórica del modulo en el mismo sentido es 0.818 kN/mm, así el módulo tuvo una rigidez experimental del 91% de la calculada lo que resulta una buena aproximación.

4.4 COMPROBACIÓN PARA VIVIENDA DE DOS PLANTAS CONTRA FUERZAS DE SISMO

Mediante el método de la fuerza horizontal equivalente, se obtuvo la demanda sísmica para una vivienda modular de dos pisos, diseñada con paneles del sistema 1, cuyas plantas (se muestran en la figuras 16 y 17), corresponden a la vivienda tipo 1 de la cartilla "TECNOLOGIA DEL BAHAREQUE" Taller de Casa Partes, del Arq. Jaime Botero M.

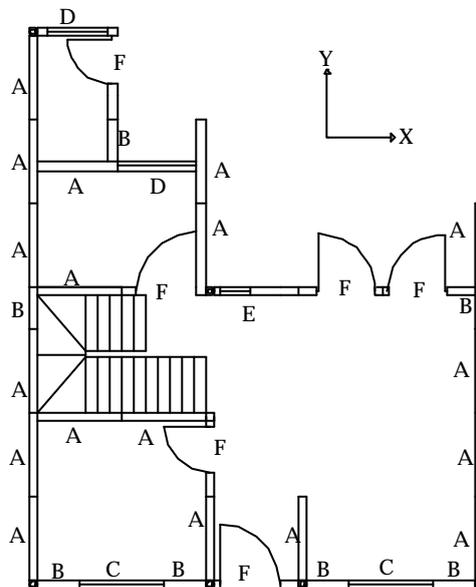


Figura 5. Planta primer piso vivienda tipo 1

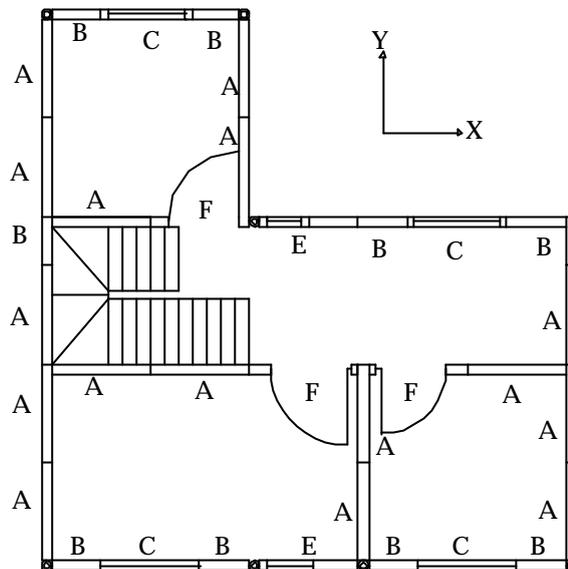


Figura 6. Planta segundo piso vivienda tipo 1

La masa de la estructura se calculó con base en los paneles que se muestran en la tabla 7, de acuerdo con los siguientes datos aproximados:

Peso guadua = 0.3 kg/ml (guadua seca)

Peso esterilla= 1.2 kg/m² (guadua seca)

Peso revoque= 2100 kg/m³

Espesor revoque= 0.02 m

Peso aproximado de cañuto relleno de mortero= 2.1 kg

Tabla 1. Cálculo del peso de los paneles

PANEL	cantidad de guadua (m)	area a revocar m ²	cañutos con mortero	Peso marco (kg)	Peso esterilla (kg)	Peso revoque (kg)	Peso cañutos (kg)	Peso Total (kg)
A	14.7	6.9	6	4.4	8.2	288.1	12.7	313
B	8.7	3.4	4	2.6	4.1	144.1	8.4	159
C	9.9	2.9	8	3.0	3.5	123.5	16.9	160
D	14.7	5.0	8	4.4	6.0	211.7	16.9	239
E	13.0	4.6	8	3.9	5.5	194.0	16.9	220
F	10.8	0.74	6	3.2	0.9	31.1	12.7	68

Los paneles C y F incluyen un sobrepeso estimado para la ventana y puerta respectivamente

El peso de la estructura se calculó por partes así :

Peso de los muros del primer piso, como se muestra en la tabla 8; peso de los muros del segundo piso como se muestra en la tabla 9; el peso de la cubierta y del entrepiso calculados de acuerdo con los siguientes datos:

Cubierta de teja de barro= 175 kg/m²

Area de cubierta = 56.84 m²

Peso cubierta = 9947 kg

Entrepiso de madera= 150 kg/m²

Area entrepiso = 45 m²

Peso entrepiso = 6750 kg

Tabla 2. Peso y resistencia total de los muros del primer piso

sentido x:

# Paneles	Tipo	Peso paneles (kg)	Resist. Total (kN)
4	A	1254	49.04
4	B	637	25.52
2	C	320	11.46
2	D	478	24.52
1	E	220	8.34
4	F	271	8.00

sentido y:

14	A	4388	171.64
3	B	478	19.14
2	F	136	4.00

TOTAL = **8181** kg

Tabla 3. Peso y resistencia total de los muros del segundo piso

sentido x:

# Paneles	Tipo	Peso paneles (kg)	# Paneles Continuos	Resist.total
4	A	1254	3	36.78
7	B	1115	5	44.66
4	C	639	3	22.92
0	D	0	0	0
2	E	441	2	16.68
3	F	204	1	2

sentido y:

12	A	3761	11	134.86
2	B	318	2	12.76

TOTAL = **7731** kg

De esta manera la masa total de la estructura, M, es 32609 kg.

A continuación se calcularon las fuerzas sísmicas para una estructura de ocupación normal, en un perfil de suelo tipo S3 y para el más alto nivel de amenaza sísmica.

Coefficiente de sitio :

$$S = 1.5 \quad (\text{perfil S3})$$

Coefficiente de importancia :

$$I = 1 \quad (\text{Grupo 1 ocupación normal})$$

Coefficiente de aceleración efectiva:

$$A_a = 0.4 \quad (\text{Región 9, costa pacífica})$$

Para calcular el período de vibración de la estructura se requiere de la rigidez de los muros de cada piso, a partir de la rigidez del panel tipo 1D-SD y mediante el procedimiento explicado anteriormente (en 4.3.3), se obtuvo para la casa (figuras 17, 18), las rigideces de los muros de cada piso en el sentido x

$$k_1 = 1.51 \text{ kN/mm}$$

$$k_2 = 1.81 \text{ kN/mm}$$

Concentrando la masa total de la estructura en dos pequeñas, una a la altura del entrepiso compuesta por los muros del primer piso y el entrepiso y otra a la altura de la cubierta compuesta por la masa de los muros del segundo piso y la cubierta se obtiene un sistema de dos grados de libertad en el que

$$m_1 = 6750 + 8181 = 14931 \text{ kg}$$

$$m_2 = 9947 + 7731 = 17678 \text{ kg}$$

Y del que resulta un período fundamental (primer modo de vibración) $T_1 = 1 \text{ seg.}$ y $T_2 = 0.36 \text{ seg}$ para el segundo modo.

Si el período de vibración en la transición entre la meseta y la zona media del espectro es

$$T_c = 0.48 * S$$

$$T_c = 0.72 < T_a$$

Valor del espectro de aceleración para el período $T_a = 1 \text{ seg}$

$$S_a = 1.2 A_a * S^I / T$$

$$S_a = 0.72$$

Cortante sísmico en la base

$$V_s = S_a * g * M$$

$$V_s = 230.1 \text{ kN}$$

Fuerza sísmica horizontal en los distintos niveles

$$F_x = C_{vx} * V_s$$

$$C_{vx} = m_x * h_x^k / (\sum m_i * h_i^k)$$

$$k = 1.25 \quad (\text{para } T \text{ entre } 0.5 \text{ y } 2.5 \text{ segundos, } k = 0.75 + 0.5T)$$

Se calcularon fuerzas sísmicas horizontales para cuatro niveles sobre la estructura, una F1 en la mitad de los muros del primer piso, una F2 a la altura del entrepiso, una tercera F3 en la mitad del segundo piso y una última F4 al nivel de la base de cubierta, como se muestra en la figura 19, calculadas con las masas totales que se muestran en las tablas 8 y 9, para los muros y masas de cubierta y entrepiso.

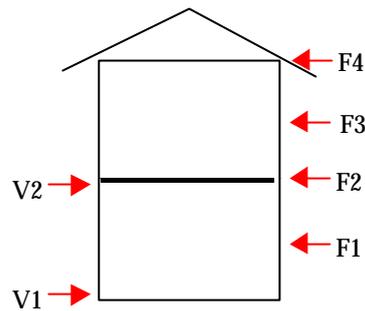


Figura 7. Distribución en altura de las fuerzas sísmicas horizontales

$$C_{v1} = 0.07$$

$$F1 = 16.11 \text{ kN}$$

$$C_{v2} = 0.14$$

$$F2 = 33.24 \text{ kN}$$

$$C_{v3} = 0.28$$

$$F3 = 64.24 \text{ kN}$$

$$C_{v4} = 0.51$$

$$F4 = 116.5 \text{ kN}$$

Se halló el factor de seguridad a cortante en la base de los muros, coMParando los cortantes encontrados con los datos de carga de cedencia de los páneces que se muestran en el capítulo 3 (ver tabla 6); sumando estos datos se obtuvieron las resistencias totales en cada sentido, que también se muestran en las tablas 8 y 9 para cada piso.

La fuerza sísmica reducida de diseño E, corresponde al efecto expresado en términos de fuerza F_x de los movimientos sísmicos de diseño, divididos por el factor de reducción por ductilidad R, que se asumió igual a 1.5. Según el método de los esfuerzos de trabajo el valor de coeficiente de carga que afecta las fuerzas sísmicas es 0.7.

Para el primer piso

$$V1 = F1+F2+F3+F4$$

$$E = V1/1.5 = 153.4 \text{ kN}$$

$$\text{Demanda} = 0.7 E = 107.38 \text{ kN}$$

$$\text{Resistencia } x = 126.88 \text{ kN}$$

$$\text{Resistencia } y = 194.78 \text{ kN}$$

$$\text{Factor de seguridad} = \text{Resistencia}/\text{Demanda}$$

$$\text{FS } x = 1.2$$

$$\text{FS } y = 1.8$$

De la misma forma se calculan factores de seguridad para el segundo piso, teniendo en cuenta que solo se toman las resistencias de los muros que tengan continuidad hasta el primer piso, como se muestra en la tabla 9 y se observa en las figuras 17 y 18.

$$V2 = F3 + F4$$

$$V2 = 180.74 \text{ kN}$$

$$E = 120.5 \text{ kN}$$

$$\text{Demanda} = 84.35 \text{ kN}$$

$$\text{Resistencia x} = 123.04 \text{ kN}$$

$$\text{Resistencia y} = 147.62 \text{ kN}$$

$$\text{FS x} = 1.5$$

$$\text{FS y} = 1.8$$

5. CONCLUSIONES

- Para el diseño de elementos estructurales de guadua; se pueden utilizar los valores de esfuerzo admisible que se muestran en el cuadro 7 junto a sus respectivos esfuerzos máximos promedio obtenidos de los ensayos.

Cuadro 2. Esfuerzos máximos promedio y admisibles para guadua

Ensayo	f	S medio (MPa)	S adm (MPa)
Tracción	0.75	53.5	26.4
Compresión	0.5	43.9	14.0
Flexión	----	37.5	----
Corte	0.25	6.9	1.1

- Para diseñar elementos de guadua basados en ensayos experimentales, se puede utilizar el coeficiente de reducción de resistencia ϕ para un límite de exclusión del 5%, sino se realizan ensayos se pueden utilizar los valores del cuadro 7.
- Se debe replantear el ensayo de probetas de guadua a flexión; debido a que no se ha podido independizar del fenómeno de aplastamiento, obteniendo resistencias muy bajas; razón por la cual se hace imposible la determinación de el esfuerzo admisible con los datos disponibles.

- A pesar de que los ensayos de flexión del convenio AIS-FOREC se hicieron siguiendo la norma*; el 30% de las fallas resultaron ser por aplastamiento.
- Conociendo las diferencias entre las variedades y las formas de guadua, la incidencia en el desarrollo del hábitat de cultivo, la resistencia que alcanza con la edad, su anatomía y un sin número más de variables que la afectan; se evidencia que se trata de un material anisotrópico y heterogéneo para los cuales la resistencia de materiales no es completamente aplicable, por lo que no será inmediatamente necesario tratar de determinar módulos, coeficientes, etc. Por lo tanto el estudio de la guadua como material de construcción, no se debe enfocar tan detalladamente a la anatomía de la misma como en otro tipo de estudios (agronomía, biología, forestal), se hace bastante con procurar precisar los esfuerzos admisibles, con los que es posible el diseño acertado.
- En paneles de bahareque prefabricados la presencia de diagonal representa un incremento de 37.3% en la resistencia máxima, pero no aporta nada a la rigidez del sistema debido a la ineficacia de las uniones.
- Los paneles que presentaron el mejor comportamiento fueron los del sistema 2 que obtuvieron una resistencia máxima por metro lineal de 30.67 kN/m; mientras que los del sistema 3 resistieron 20.6 kN/m (el 67.2% del primero) y los del sistema 1 soportaron 12.79 kN/m (el 41.7 % del primero).
- Se observa una mayor resistencia de los paneles con marco de madera aserrada que la alcanzada por los de marco de guadua; por el mejor acople que representa la unión trabajada en madera. Las uniones de guadua todavía se

* INBAR STANDARD FOR DETERMINATION OF PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF BAMBOO

encuentran en un nivel muy precario por lo que se desaprovechan sus propiedades mecánicas más importantes (tracción, compresión), generalmente las uniones exigen sus propiedades más débiles y las fallan (cortante, aplastamiento).

- En los ensayos de paneles nunca se alcanzó el colapso y las deformaciones máximas registradas corresponden al momento en el que se suspendió el ensayo por que los paneles no recibieron mas carga y continuaron deformándose plásticamente.
- Los ciclos histeréticos obtenidos de los ensayos de módulos están orientados hacia el origen (estrangulados), ésta característica indica que hubo aflojamiento y corrimiento entre los elementos, lo que se confirma con las observaciones de las fallas en eMPalme y sujeción de la cubierta. Son entonces los eMPalme y los mecanismos de agarre entre partes los puntos a reconsiderar en próximas investigaciones.
- Al igual que en los ensayos de pánels las resistencias finales en el módulo de madera y guadua fueron superiores a las del módulo de solo guadua; para ambos casos se obtuvo una resistencia máxima de 120.2 kN y 60.3 kN respectivamente.
- El hecho de que dos sistemas tan diferentes (procedencia, materiales, mano de obra, etc.) disipen la misma cantidad de energía hace suponer que se trata de una característica propia del bahareque encementado.
- De los resultados de ensayos de pánels se puede predecir la resistencia de módulos del mismo sistema con un grado de precisión aceptable (65% en el

peor de los casos), que se puede mejorar cuidandose de las fallas locales. En el caso de la rigidez se puede estimar con una precisión del 96.5%.

- Los factores de seguridad que se obtengan como en el ejemplo para el diseño de la casa son confiables siempre que sean mayores que 1. Para el caso del ejemplo estudiado todos los factores de seguridad fueron mayores a 1.2 para la situación mas desfavorable posible, de donde se deduce que es muy difícil que una estructura de bahareque colapse por carga lateral, lo que obliga a que las limitantes de diseño se enfoquen a las derivas y a las conexiones con la cimentación.

BIBLIOGRAFÍA

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SISMICA. Normas Colombinas de diseño y construcción sismoresistente. Bogotá: AIS., 1998.

BENJAMIN, Jack R y CORNELL, Allin. Probabilidad y estadística en Ingeniería Civil. México: Mc Graw Hill latinoamericana S.A., 1981.

GERE, James M y TIMOSHENKO, Stephen P. Mecánica de materiales. México, D.F: Grupo editorial Iberoamericana S.A. de C.V., 1984.

GÓMEZ, Carlos y RUBIO, Fabio. Esfuerzos de trabajo para elementos estructurales de guadua (bambusa guadua). Bogotá: Universidad Pontificia Javeriana facultad de Ingeniería departamento de Ingeniería Civil, 1990.

GONZALES, Eugenia y DIAZ, Jhon. Propiedades físicas y mecánicas de la guadua. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín, Facultad de Ciencias Agropecuarias. 1992.

HIDALGO, López Oscar. BAMBÚ Su Cultivo y Aplicaciones. Cali; Estudios técnicos Colombianos ltda., 1974.

JANSSEN, Jules J. Building with bamboo a handbook. Holanda: Intermediate technology publications. 1998

JUNTA DEL ACUERDO DE CARTAGENA. Manual de diseño para maderas del grupo Andino. Lima Perú : JUNAC., 1984.

MARTIN, Jose W. y MATEUS, Lelio R. Resistencia a la compresión paralela a la fibra de la guadua de Castilla. Bogota: Universidad Nacional de Colombia Facultad de ingeniería deprtamento de Ingeniería agricola, 1981.

ROBLEDO, Jorge Enrique y SAMPER, Diego. Un Sigo de Bahareque en el antiguo Caldas. Bogotá: El Ancora Editores, 1993.

THE INTERNATIONAL NETWORK ON BAMBOO AND RATTAN. Inbar standart for determination of physical and mechanical properties of bamboo. INBAR., 1999

ANEXOS