



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA VIVIENDA DE ADOBE BASADO
EN PRUEBAS EN MESA VIBRADORA DE DOS MODELOS A ESCALA**

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

POLICARPO CATALÁN QUIROZ

TUTOR:

DR. ROBERTO MELI PIRALLA

CO-TUTORES:

**DR. MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO
DR. ROBERTO ARROYO MATUS (UAGro.)**



**INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM**

MÉXICO, D.F., ENERO DE 2013.

Jurado asignado:

Presidente: Dr. Oscar Alberto López Bátiz
Secretario: Dr. Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro
Vocal: Dr. Roberto Meli Piralla
1^{er}. Suplente: Dr. José Alberto Escobar Sánchez
2^{do}. Suplente: Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:



DR. ROBERTO MELI PIRALLA

DEDICATORIA

**A todas aquellas personas humildes y marginadas que
habitan viviendas de adobe**



Efecto artístico, boceto con lápiz: foto tomada en la región montaña del estado de Guerrero, México (2011).

AGRADECIMIENTOS

Inmensa gratitud a mi tutor, el Dr. Roberto Meli Piralla, por sus enseñanzas, paciencia y apoyo que fueron fundamentales para desarrollar y culminar el trabajo de investigación presente.

A mis co-tutores, el Dr. Marcos Mauricio Chávez Cano, por su entusiasmo, asesoramiento y revisión. Al Dr. Roberto Arroyo Matus, de la Universidad Autónoma de Guerrero, por su gran apoyo incondicional, confianza y asesoramiento durante el desarrollo de la tesis.

Al jurado revisor de la tesis: Dr. Oscar Alberto López Bátiz, Dr. Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro, Dr. José Alberto Escobar Sánchez y el Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante, cuyas correcciones y comentarios me fueron de gran ayuda.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por el financiamiento otorgado para desarrollar el programa de pruebas experimentales y beca otorgada para realizar mis estudios de posgrado. Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por permitirme estudiar en sus laboratorios y apoyo para concluir con la tesis.

A la Unidad Académica de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Guerrero, por impulsarme a buscar nuevas oportunidades de desarrollo y crecimiento profesional.

Al personal técnico del Laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería: Salomón Trinidad, Raymundo Mondragón, Ismael y Agustín Muñiz, por su ayuda durante las diversas pruebas de laboratorio que se emprendieron.

Al M.I. Roberto Durán Hernández, por su amable ayuda en la realización de los ensayos en mesa vibradora, así como al M.I. Gerardo Rodríguez Gutiérrez, por su apoyo en la realización de las pruebas de vibración ambiental.

A todos mis amigos y profesores, que de alguna u otra forma me ayudaron y alentaron a seguir adelante.

Por último, pero no por ello menos importante, a mi familia, mis papás: Clutila y Rosalino, mis hermanos: Wendy, Waldy y Oscar, por su sacrificio y apoyo incondicional.

¡Mi más sincero agradecimiento a todos!

RESUMEN

Las viviendas de adobe representan el tipo de construcciones más vulnerable frente a un evento sísmico; por tal motivo se realizó un estudio del comportamiento sísmico de las viviendas de adobe, mediante la simulación de un sismo y sus efectos sobre un modelo a escala 1:2 en una mesa vibradora. El caso de estudio elegido fue el estado de Guerrero, México, esto por ubicarse en una de las zonas de mayor actividad sísmica del país, así como por el elevado número de viviendas de adobe que prevalece en este estado. De un análisis estadístico simple se obtuvo un prototipo de vivienda típica de la región. De acuerdo con las características de la mesa vibradora y dimensiones del prototipo de vivienda común, se definió el factor de escala (1:2) del modelo a ensayar. Se ejecutó un programa de pruebas en especímenes de adobe, con el objetivo de poder caracterizar el material, obteniendo así la resistencia a compresión axial y diagonal, tensión por flexión, módulo de elasticidad y cortante. Posteriormente se llevó a cabo un programa de pruebas de un modelo a escala del prototipo de vivienda, en el cual se fue aumentando la intensidad del sismo para poder evaluar la variación del periodo de vibrar, aceleraciones, desplazamientos, amortiguamiento, rigidez y coeficiente de cortante basal. Se establecen las respectivas comparaciones con un segundo modelo que consiste en reforzar los muros de adobe con malla hexagonal (gallinero) y mortero de cemento arena proporción 1:3, con el fin de reducir el daño estructural de la vivienda de adobe.

ABSTRACT

Adobe houses represent the most vulnerable building type against a seismic event; for this reason study the seismic behavior of the adobe houses was undertaken by simulating in a shaking table an earthquake and its effects on a 1:2 scale model. The case study chosen was the State of Guerrero, Mexico, located in an area of big seismic activity in the country, as well as having adobe houses prevailing in this State. From a simple statistical analysis a prototype house was obtained. In accordance with the shaking table characteristics and dimensions of the housing prototype, a (1:2) factor of scale was defined of the model to test. A testing program on adobe bricks to characterize the material and determine the compression strength in piles, shearing stress by means of diagonal compression tests on adobe bricks, flexural strength, modulus of elasticity and shear. Subsequently was carried out a testing program of a scale model. The response of model was studied before the effect of movements applied in the base to different intensities to evaluate the variation of vibration period, accelerations, displacements, damping, stiffness and shear coefficient basal. Addition establishes the respective comparisons with a second model reinforced with hexagonal mesh and cement sand ratio 1:3, to reduce the structural damage of the adobe house.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Planteamiento del problema.....	4
1.3 Objetivos y alcances.....	4
1.4 Organización del trabajo.....	5
2. VIVIENDAS DE ADOBE EN EL ESTADO DE GUERRERO, MÉXICO	6
2.1 Materiales de construcción	6
2.2 Componentes estructurales	7
2.3 Peligro sísmico de la región.....	8
3. DISEÑO DEL EXPERIMENTO	11
3.1 Prototipo de vivienda común	12
3.2 Leyes de similitud	15
3.3 Descripción de los modelos escala 1:2	20
3.3.1 MOD1: modelo sin refuerzo	20
3.3.2 MOD2: modelo reforzado.....	24
3.4 Propiedades mecánicas de los materiales	27
3.5 Proceso constructivo	35
3.6 Acciones sísmicas	40
3.6.1 Análisis Modal.....	40
3.6.2 Pruebas de vibración ambiental.....	42
3.6.3 Registro sísmico de prueba.....	43
3.7 Calibración de la mesa vibradora.....	44
3.8 Instrumentación de modelos.....	45
3.9 Programa de pruebas.....	47
4. RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	48
4.1 Descripción de daños	48
4.2 Aceleraciones	53
4.3 Desplazamientos	56
4.4 Periodo fundamental	59
4.5 Porcentaje de amortiguamiento crítico	62
4.6 Comportamiento histerético	68
4.6.1 Comportamiento de la rigidez y coeficiente del cortante basal	71
4.7 Diferencias de la respuesta sísmica del modelo sin refuerzo con el reforzado	76
5. CONCLUSIONES.....	81
REFERENCIAS	84

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La gran vulnerabilidad sísmica que poseen las viviendas de adobe ha originado la preocupación y atención de diversos investigadores, que los ha llevado a estudiar de forma experimental y analítica, el comportamiento de las viviendas de adobe ante eventos sísmicos, así también como las propiedades mecánicas del adobe: Meli, 1978; Hernández, 1979; Barrios, 1986; Alarcón y Alcocer, 1999; Quiun, 1999; Zegarra, 2001; Salgado, 2002; San Bartolomé, 2003; Blondet, 2003; Torrealva, 2003; Yamin, 2005; Arroyo, 2010; Moreno, 2011, etc. A continuación se presenta un resumen de investigaciones tendientes a mejorar la capacidad sismorresistente de las viviendas de adobe llevadas a cabo en diversos países.

El Salvador

En 1977 la Fundación Salvadoreña de Desarrollo y Vivienda Mínima emprendió un programa de investigación de materiales para vivienda de bajo costo, con el objeto de buscar los medios para mitigar los daños futuros por sismos. El proyecto piloto se desarrolló en la ciudad de San Miguel, al oriente del país, donde son escasos los materiales más modernos para la construcción. La investigación se inició realizando un inventario de los materiales locales próximos al sitio del proyecto, y se concentró en el uso del adobe estabilizado, que tiene mejores características que el adobe común (Hernández, 1991). Se prepararon varias muestras con el material con el que se elaboraría el adobe estabilizado, con el fin de observar su comportamiento ante diferentes tipos de ensayos. Se utilizó arcilla roja, arcilla gris, arena, tierra blanca, y como agentes estabilizadores se utilizaron productos asfálticos (aceite quemado) y cal. Los resultados demostraron que la cal, como agente estabilizador, mejora notablemente la resistencia a la compresión de las unidades de adobe, obteniendo resistencias de 19.9–25.9 kg/cm². Además, se realizaron ensayos para probar la resistencia del adobe al intemperismo y evaluar el efecto de la humedad. Los adobes estabilizados con cal y aceite quemado presentaron los mejores resultados.

Chile

Barrios y colaboradores (1986) estudiaron la respuesta del mortero de barro seco variando factores como la arcilla, el limo, la arena y la cantidad de agua de amasado. Para el estudio se usó suelo de dos regiones, una al norte de Santiago y otra en la localidad de Til-Til, zona eminentemente adobera. Los resultados de este estudio pueden resumirse en las siguientes cuatro recomendaciones básicas: primero, emplear suelos con relación limo–arcilla cercana a uno. La sumatoria de los mismos se debe encontrar entre el 35 y el 45 por ciento del total. Segundo, el contenido de arena del suelo debe encontrarse entre un 55 y un 65 por ciento, medido en peso del suelo seco. Tercero, la cantidad óptima para el agua de amasado depende de las propiedades propias del suelo y de la tecnología empleada. En este estudio el óptimo resultó ser el límite líquido más un tercio del índice plástico. Cuarto, para que el barro una vez seco alcance características mecánicas satisfactorias y uniformes es preciso que se proceda al macerado del suelo en estado saturado de 48 a 72 horas.

Perú

En Perú se llevaron a cabo ensayos de simulación sísmica en mesa vibradora, hechos en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica de Perú (PUCP). Se estudiaron diversas técnicas de reforzamiento externo a los muros de adobe que fueran sencillas, económicas y que previnieran el colapso de los muros. Los ensayos fueron de dos tipos: una serie de muros en forma de “U” y módulos de vivienda sin refuerzo y con refuerzo (Quiun y otros, 1999). Se concluyó que para viviendas existentes de un piso se podía lograr el objetivo de prevenir el colapso reforzando las zonas más débiles, que son las esquinas o uniones de muros, así como la parte superior de los muros. Para esto, se clavaron franjas de malla electrosoldada en forma vertical y horizontal (simulando columnas y vigas) en ambas caras del muro recubiertas con mortero de cemento.

Colombia

En la Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia, se realizó un estudio sobre el comportamiento sísmico y opciones de rehabilitación de edificaciones en adobe y tapia pisada con base en modelos a escala 1:5 ensayados en mesa vibradora. Las opciones de refuerzo estudiadas fueron de dos tipos. El primero, reforzamiento con malla y mortero de cal en franjas horizontales y verticales y el segundo reforzamiento mediante elementos confinantes de madera. Los resultados de la investigación permitieron establecer las ventajas y desventajas de cada uno de los sistemas de rehabilitación analizados. Además, encontraron que, a pesar de la alta vulnerabilidad sísmica de estos sistemas constructivos, el método de rehabilitación con elementos de madera confinantes representa una alternativa viable y atractiva para la disminución del riesgo en este tipo de construcciones (Yamín et al, 2005).

México

En el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Meli y Hernández (1978) realizaron un estudio analítico y experimental de la vivienda de adobe. En el estudio analítico, se analizó que el modo fundamental de vibración se relaciona con la deformación en flexión de los muros largos. Para la evaluación de los efectos dinámicos en la vivienda de adobe, realizaron ensayos en mesa vibradora de cinco modelos: dos sin refuerzo, identificados como modelo 1 y 4 y uno con cadena de concreto - modelo 2; los dos modelos restantes se obtuvieron reforzando los dos previamente ensayados sin refuerzo alguno y que habían sido llevados a un estado de daño muy avanzado; uno se reforzó con malla - modelo 3 y otro con tirantes - modelo 5. Sus autores concluyeron que el procedimiento de refuerzo más eficaz fue a través de una malla de acero clavada a ambos lados del muro. Este sistema proporciona, además, una protección del adobe contra la intemperie manteniendo íntegras sus propiedades con el tiempo.

En 1999, Alarcón, de la Universidad Michoacán de San Nicolás Hidalgo en conjunto con Alcocer, del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), evaluaron el comportamiento ante cargas laterales cíclicas reversibles de tres muros cuadrados a escala natural de adobe con diferente modalidad de refuerzo: malla electrosoldada 6x6 10/10 y malla hexagonal calibre 20, abertura 50 mm, ambos tipos de refuerzo fueron recubiertos con un aplanado del mismo tipo de mortero cemento arena (1 ½:4 ½). Obtuvieron un esfuerzo cortante promedio del muro sin refuerzo de 0.3 kg/cm², del muro reforzado con malla hexagonal de 2.4 kg/cm², y de 2.5 kg/cm² para el muro reforzado con malla electrosoldada. En comparación con el muro sin refuerzo, los reforzados con malla exhibieron resistencia a cargas laterales superiores, degradación de resistencia menos pronunciada, distribución de daños más uniformes y menor anchura de grietas.

Moreno y Martínez (2011), de la Escuela Militar de Ingenieros, realizaron un estudio de las propiedades mecánicas del adobe mejorado con diferentes materiales: cemento, cal y lirio acuático. Obtuvieron que la resistencia a compresión del adobe mejorado con cemento (20 kg/cm²), respecto a uno tradicional (3.8 kg/cm²), mejora sustancialmente, sin embargo, al agregar cal o lirio acuático, sus propiedades mecánicas no aumentan.

Del 2010 a la fecha, en la Universidad Autónoma de Guerrero, Arroyo y colaboradores, han emprendido un amplio programa de investigación sobre las viviendas de adobe en conjunto con el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Han ejecutado inspecciones de campo en las siete regiones que componen el estado Guerrero, para evaluar el estado de las viviendas y determinar las principales características geométricas. Han obtenido muestras de adobe para determinar las propiedades mecánicas del material y la variación de la resistencia del adobe bajo diferentes contenidos de humedad. Se han ejecutado pruebas de carga cíclica reversible en muros y han instrumentado con acelerógrafos viviendas representativas para obtener las propiedades dinámicas.

Actualmente, como parte de los trabajos interinstitucionales del proyecto, se realizó un estudio del comportamiento sísmico mediante ensayos en mesa vibradora de dos modelos escala 1:2 de la vivienda típica de adobe guerrerense.

1.2 Planteamiento del problema

El estudio de la vivienda de adobe se sustenta en dos hechos cruciales. Primero, el estado de Guerrero se ubica en una de las zonas de mayor actividad sísmica de México y segundo, tiene un elevado número de viviendas de adobe que aún prevalecen:

- Actualmente una de las zonas de mayor peligro sísmico en México es la Brecha de Guerrero. En su porción noroeste (Zihuatanejo-Acapulco), se originaron grandes sismos en 1899 (M 7.9), 1907 (M 7.6), 1908 (M 7.5), 1909 (M 7.2) y 1911 (7.5); desde entonces no han ocurrido sismos importantes en esa zona. Además en la porción sureste de esta brecha, que va desde Acapulco hasta los límites con Oaxaca, se han registrado eventos sísmicos importantes en 1957 (M 7.8), 1962 (M 7.2, 7.1), 1982 (M 7.0), 1989 (M 6.9), 1995 (M 7.3) y recientemente el 20 de marzo de 2012 (M 7.4). Es notable que la ocurrencia de estos eventos naturales es latente.
- De acuerdo con el Censo General de Vivienda (INEGI, 2000), alrededor de 48.4 % de los guerrerenses habitan en viviendas cuyos muros están hechos de adobe. Si bien, existe un decremento a nivel estatal, no sucede así a nivel local. Por ejemplo en la región montaña del estado de Guerrero, donde la vivienda de adobe en el año 2000 era del orden del 59 %, aumentó a 61.2 % para el 2010. En la región Costa Chica, donde la vivienda de adobe pasó del año 2000 al 2010, de 54 % a 53.8 %, respectivamente. Estas estimaciones reflejan que la vivienda de adobe lejos de desaparecer, se mantiene vigente y sigue siendo para la mayoría de la población guerrerense la única opción para poseer una vivienda.

Por estas razones, se ha realizado un estudio del comportamiento sísmico de la vivienda de adobe del estado de Guerrero, permitiendo retomar los estudios necesarios para continuar con la acumulación de información y pruebas que sustenten poner en práctica un programa federal de apoyo al reforzamiento de estas viviendas.

1.3 Objetivos y alcances

Estudiar el comportamiento sísmico de la vivienda de adobe típica del estado de Guerrero, México, por medio de la simulación de un sismo y sus efectos sobre dos modelos a escala 1:2 en una mesa vibradora. Esto permitirá contribuir al entendimiento y avance del conocimiento de parámetros fundamentales, como el periodo de vibrar, amortiguamiento, cortante basal, entre otros, que describen el comportamiento de estas

viviendas ante aceleraciones crecientes. Así como también identificar las diferencias del comportamiento sísmico entre un modelo sin refuerzo y otro que incluya una técnica de refuerzo eficiente, práctica y económica.

De esta manera se han planteado los siguientes objetivos:

- Obtener un prototipo de vivienda de la región, para poder establecer las características del modelo a ensayarse en una mesa vibradora, simulando adecuadamente un sismo que sea capaz de excitar a la vivienda común de adobe.
- Analizar las implicaciones de la modelación elegida, derivada de la teoría de modelación estructural (leyes de similitud) para el estudio del modelo.
- Determinar las principales propiedades mecánicas del adobe: esfuerzo a compresión axial y diagonal, tensión por flexión, módulo de elasticidad y módulo de cortante.
- Evaluar la variación del periodo de vibrar, aceleraciones, desplazamientos, amortiguamiento, rigidez y cortante basal del modelo, durante la aplicación de un sismo.
- Evaluar la respuesta dinámica de un segundo modelo reforzado, y realizar las respectivas comparaciones con respecto al modelo sin refuerzo.

En este trabajo se ha considerado reproducir, además de los movimientos horizontales, las aceleraciones verticales que pueden llegar a ser importantes en sismos de epicentros cercanos a las zonas afectadas, como lo es el caso de estudio, y con ello poder evaluar su efecto sobre este tipo de viviendas.

1.4 Organización del trabajo

El trabajo de investigación se compone de cinco capítulos. En el presente capítulo se ha expuesto un panorama general de investigaciones sobre viviendas de adobe que se han realizado en diversos países, así como algunos estudios realizados en México. Además se hace el planteamiento del problema y se definieron los objetivos y alcances del trabajo. En el segundo capítulo se describen las características principales de la vivienda de adobe en el estado de Guerrero, como sus materiales de construcción, componentes estructurales y el peligro sísmico existente. El capítulo 3 trata lo concerniente al diseño del experimento, como se define el prototipo de vivienda y las características de los modelos construidos, así como las implicaciones de la modelación elegida, las propiedades mecánicas de los materiales, definición de las acciones sísmicas, la instrumentación de los modelos para medir su respuesta y el programa de pruebas. En el capítulo 4, se describen los resultados experimentales, se hacen las comparaciones de parámetros fundamentales de la respuesta dinámica entre el modelo sin refuerzo y el reforzado. Por último, en el capítulo 6, se presentan las conclusiones.

CAPÍTULO 2

VIVIENDAS DE ADOBE EN EL ESTADO DE GUERRERO, MÉXICO

El estado de Guerrero tiene una población de 3, 388,768 habitantes (INEGI, 2010). Se compone de siete regiones económicas: Acapulco, Centro, Norte, Tierra Caliente, Costa Chica, Costa Grande y Montaña; y está constituido por 81 municipios. La geomorfología del estado es una de las más accidentadas y complejas de México, cuenta con una superficie territorial de 64.28 km². De acuerdo a los índices de marginación en 2005, del Consejo Nacional de Población, Guerrero es uno de los estados más pobres de la República Mexicana (Anzaldo, 2005).

2.1 Materiales de construcción

La vivienda de adobe es un tipo de construcción tradicional que se localiza comúnmente en zonas rurales con bajo desarrollo económico y un alto grado de marginación; principalmente porque los materiales con los que se construyen estas viviendas son básicamente, tierra, paja y agua para los muros, y madera en el sistema de techo, los cuales se encuentran en el entorno que habitan, propiciando que sea factible su edificación.

El adobe es un tipo de mampostería artesanal muy simple, compuesto por tierra, paja y agua. Para su elaboración, primero se elige una zona cercana al lugar de construcción, de donde se extraerá la tierra, luego se combina con paja y agua hasta lograr una mezcla uniforme y maleable. Por último, la mezcla es colocada en moldes de madera para crear las piezas de adobe y posteriormente se dejan secar al aire libre de 30 a 56 días. Cabe mencionar que el adobe es un material con múltiples desventajas comparado con materiales como la mampostería de barro recocido y concreto. Entre otros, su capacidad resistente a esfuerzos de flexión, cortante y compresión axial es muy baja. Además, el grado de intemperización al que están expuestos los adobes durante su vida útil, le generan una degradación física. Por todo esto, el adobe es uno de los materiales de construcción más vulnerables.

2.2 Componentes estructurales

Las viviendas de adobe en el estado de Guerrero se caracterizan por ser de un solo piso, con planta rectangular de 33 a 50 m² de área en promedio, muros longitudinales con una altura de 2.4 a 2.7 m y muros transversales de 3 a 3.9 m de altura, cuyo espesor va de 28 a 35 cm (Tabla 2.1). Por lo regular, no cuentan con muros divisorios intermedios.

Tabla 2.1 Dimensiones de muros que componen la vivienda de adobe, en el estado de Guerrero, México

Estado	Región	Población representativa	Muros						Dimensiones del adobe (cm)			Viviendas muestreadas						
			Espesor (cm)	Dimensiones en planta (m)			Altura (m)		Largo	Ancho	Espesor							
				Ancho	Largo	-	Longitudinal	Transversal										
Guerrero	Acapulco	Xaltianguis	28	4	x	6	a	5	x	8	2.5	3.3	40	x	28	x	9	4
	Costa Grande	Atoyac de Álvarez	30	3.9	x	5.2	a	5.6	x	9.5	2.6	3.8	45	x	30	x	9	3
	Costa Chica	San Luis Acatlán	30	4	x	7.2	a	4.6	x	8.6	2.4	3.0	50	x	30	x	5	3
	Centro	Zumpango del Río	35	5	x	7.5	a	5	x	8	2.4	3.4	50	x	35	x	10	3
	Norte	Iguala	30	5.5	x	8.5	a	6.7	x	8.7	2.7	3.9	40	x	30	x	9	3
	Tierra Caliente	Arcelia	30	5.1	x	7.5	a	5.7	x	9.5	2.5	3.6	40	x	30	x	9	3
	Montaña	Tlapa de Comonfort	30	5.6	x	7.3	a	6.5	x	9.5	2.6	3.8	40	x	30	x	9	3
Promedio =			30.4	4.7	x	7.0	a	5.6	x	8.8	2.5	3.5	43.6	x	30.4	x	8.6	

Suelen tener dos puertas de acceso, ubicadas una en cada muro longitudinal, con dimensiones de 0.7 a 1.2 m de ancho y con una altura en promedio de 2 m. Por lo regular presentan una ventana de 0.3 a 1 m² de área, ubicada en algún muro longitudinal. En puertas y ventanas se colocan dinteles de madera de 3 a 5 cm de espesor y con una longitud de apoyo sobre muros de 20 a 30 cm en promedio (Figura 2.1). El material empleado para juntar las piezas de adobe se hace con un mortero compuesto por tierra, agua y pasto seco para formar un lodo cuyo espesor de la junta va de 2.5 a 3.5 cm. La cimentación comúnmente está compuesta por zapatas corridas de piedra braza (Figura 2.1) juntada con el mismo tipo de mortero que se ocupa para las piezas de adobe. Normalmente tiene profundidades de entre 60 a 80 cm y sobresale del terreno natural entre 30 a 40 cm para evitar la intemperización de la parte inferior de los muros de adobe (Arroyo, 2010).



Figura 2.1 Dintel en puerta (izquierda) y cimentación de piedra braza (derecha)

El sistema de techo es a dos aguas con inclinaciones de 13 a 25 grados. Su cubierta es de teja de barro recocido y los elementos que lo componen son una viga longitudinal robusta de madera que se apoya en los muros transversales (muros cabeceros) y en dos puntales de madera, estos últimos se conectan a una viga transversal ubicada a cada tercio del claro y se apoyan sobre los muros longitudinales. Sobre los muros y viga longitudinal descansan polines de madera, también conocidos como “madrinas o listones”, los cuales se colocan a una separación promedio de 60 cm. Transversalmente a los polines se colocan fajillas de madera a cada 25 cm, que sostendrá las tejas de barro recocido (Figura 2.2).



Figura 2.2 Sistema de techo en viviendas de adobe

2.3 Peligro sísmico de la región

De acuerdo con la regionalización sísmica de la República Mexicana, el estado de Guerrero se ubica en la zona D, que representa la región de mayor peligro sísmico. Su actividad sísmica es elevada y son muchos los eventos que han dejado evidencias de los daños provocados en las viviendas de adobe. Sólo por mencionar algunos eventos recientes, tenemos por ejemplo:

- Ometepec, Guerrero, 1995: este sismo con magnitud $M_w = 7.3$, se originó en las costas de Guerrero el día 14 de septiembre de 1995. Se confirmó que numerosas viviendas de adobe fueron las más afectadas, lo que produjo un saldo de más de 5,000 damnificados (Sordo, 1996).
- Caleta de Campos, 1997: sismo con magnitud $M_w = 7.2$, del 11 de enero de 1997, afectó a varias comunidades en el estado de Michoacán, donde de aproximadamente 1,757 viviendas de adobe revisadas, el 74 % presentó daños considerados reparables y un 26 % experimentó daño severo o colapso de la vivienda (Rodríguez, 1997).

- Coyuca de Benítez, Guerrero, 2001: sismo con magnitud $M_w = 6.1$, del 7 de octubre de 2001, fue sentido con gran intensidad en las ciudades de México y Acapulco. La zona más afectada por este fenómeno natural se concentró en el municipio de Coyuca de Benítez. En esta zona se produjo el colapso de varias viviendas, paredes y bardas. La mayoría sino la totalidad de la viviendas seriamente afectadas, son de adobe (SSN, 2001).
- Ometepec, Guerrero, 2012: sismo con magnitud $M_w = 7.4$, localizado en las cercanías de Ometepec, Guerrero y Pinotepa Nacional, Oaxaca, ocurrió el 20 de marzo de 2012. Fue sentido con mayor intensidad en la región Costa Chica del estado de Guerrero. En cifras oficiales preliminares se reportan aproximadamente más de 1,000 viviendas con diversos tipos de daños; las más afectadas fueron las viviendas de adobe. También fue sentido en gran parte de la zona centro de la República Mexicana.

Es notorio que la ocurrencia de un sismo de mediana o gran magnitud, afecta principalmente a la vivienda de adobe (Figura 2.3).

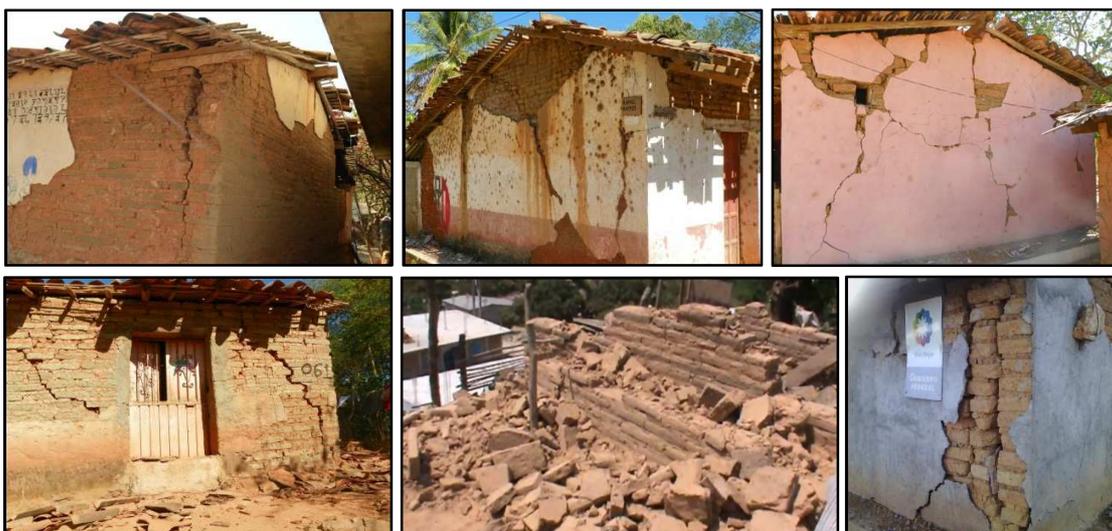


Figura 2.3 Daños en viviendas de adobe del estado de Guerrero, por el sismo del 20 de marzo de 2012, $M_w = 7.4$

Los daños observados son graves y similares para este tipo de vivienda. Se caracterizan principalmente por el agrietamiento vertical en las esquinas de los muros, originado por los esfuerzos de tensión producidos debido a la flexión fuera del plano de los muros longitudinales (Figura 2.4). Este movimiento oscilatorio de los muros fuera de su plano es también ayudado por el empuje del sistema de techo. Otro tipo de falla presente, es el desprendimiento parcial del muro en las esquinas, también conocido como dislocamiento, provocado de igual manera, por la concentración de esfuerzos en estas zonas de unión entre muros. Además, en muros largos cuya longitud sin apoyos intermedios entre altura, es del orden o mayor a dos, se presentan grietas verticales y consecuentemente el derrumbamiento parcial del muro en la parte central superior, debido principalmente, al

movimiento del muro fuera de su plano y al empuje del sistema de techo sobre el muro en el cual se apoya. Las grietas inclinadas son fallas por cortante (tensión diagonal), que se presentan en muros cortos y segmentos delimitados por aberturas de ventanas y puertas. Estas grietas también suelen presentarse en viviendas donde el sistema de techo forma un diafragma rígido que trasmite adecuadamente las fuerzas inerciales del sistema de techo a los muros que son paralelos a las fuerzas sísmicas (Flores, 2001).

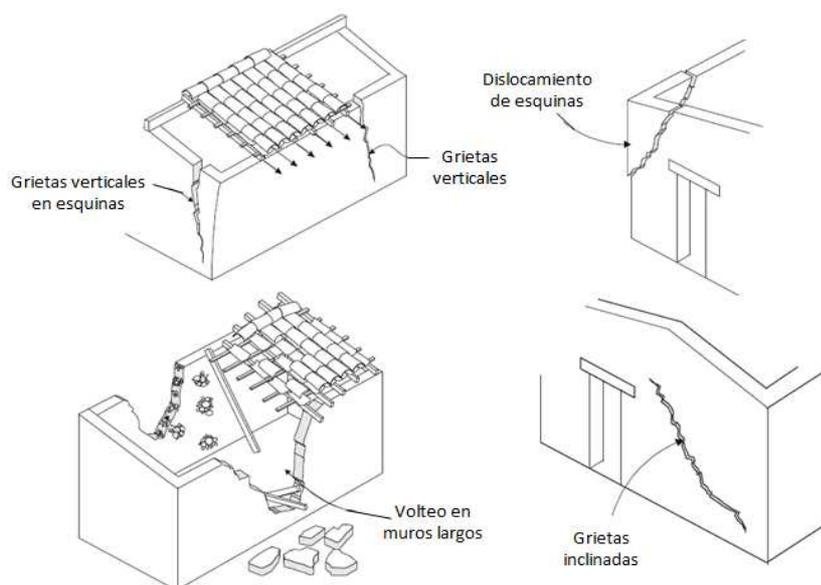


Figura 2.4 Fallas principales en viviendas de adobe (Flores, 2001)

También se presentan grietas en los puntos de apoyo de las vigas transversales y viga longitudinal, debido a la concentración de esfuerzos, así como agrietamiento vertical bajo la viga longitudinal en muros transversales, debido al movimiento de la vivienda en su dirección longitudinal y a desplazamientos relativos entre el tímpano y el cuerpo principal del muro transversal. Otro tipo de daños comunes son grietas en las esquinas de puertas y ventanas. Estos daños pueden ir desde agrietamientos ligeros hasta el colapso parcial o total de la vivienda.

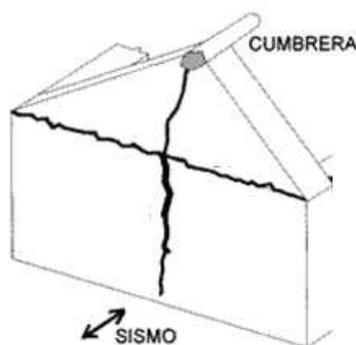


Figura 2.5 Grietas por acciones sísmicas perpendiculares al plano del muro (Arroyo, 2010)

CAPÍTULO 3

DISEÑO DEL EXPERIMENTO

Para estudiar el comportamiento sísmico de la vivienda de adobe se recurrió a pruebas dinámicas mediante la simulación de un sismo y sus efectos sobre un modelo a escala 1:2 en una mesa vibradora. Las viviendas de adobe en términos de resistencia representan el tipo de construcciones más vulnerables frente a un evento sísmico. Para entender su comportamiento e implementar estrategias de refuerzo que reduzcan el daño estructural se requiere estudiar, de la forma más aproximada, la interacción fenómeno sísmico - respuesta estructural. Tomando en cuenta que las características peculiares de las construcciones de adobe dificultan el estudio del comportamiento ante cargas laterales por medio de ensayos sencillos, principalmente por la dificultad de aplicar cargas a los especímenes sin que se produzca fallas locales en los puntos de aplicación (Meli et al, 1978). Los experimentos con pruebas dinámicas representan la mejor aproximación del efecto sísmico sobre estructuras, por esta razón, se realizaron pruebas de este tipo sobre dos modelos a escala, representativos de la vivienda típica de adobe en el estado de Guerrero, México.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM cuenta con una mesa vibradora de aluminio, tipo biaxial, con un tamaño de 4 x 4 m y que puede soportar modelos de hasta 20 toneladas. Para transmitir el movimiento a la mesa vibradora cuenta con cuatro actuadores horizontales y cuatro verticales. Su sistema de control digital permite controlar, en tiempo real, cinco grados de libertad de modo independiente o simultáneo: dos desplazamientos, horizontal y vertical y tres rotaciones. Los desplazamientos máximos que alcanza son de ± 150 mm horizontalmente y ± 75 mm verticalmente. Las aceleraciones máximas que alcanza son: 1.2 g y 2 g en dirección horizontal y vertical respectivamente. Además cuenta con un sistema de adquisición de datos con capacidad para 96 canales y el intervalo de frecuencias que se puede aplicar es de 0.1 a 50 Hz (Alcocer y Murià, 1997).

De acuerdo con las características de la mesa vibradora y dimensiones del prototipo de vivienda común, se definió el factor de escala del modelo a ensayar, que en este caso resultó de 2. Con el factor de escala definido se obtuvieron dimensiones geométricas de un modelo que permite aprovechar al máximo el área de la mesa vibradora, de esta manera, se evita utilizar un factor de escala mayor, lo cual se reflejaría en un modelo más pequeño y menos representativo.

3.1 Prototipo de vivienda común

Debido a que no existe una base de datos completa sobre las características geométricas de la vivienda de adobe del estado de Guerrero, en fuentes oficiales como INEGI o el Instituto de la Vivienda del Sur, el prototipo de vivienda común se definió a partir de un análisis estadístico simple de las características geométricas de la vivienda de adobe en las siete regiones que componen el estado de Guerrero, México (Figura 3.1). Primero se eligió una población representativa de cada región, con más de 10,000 habitantes. De esta manera, se eligieron las poblaciones de Xaltianguis, en la región Acapulco; Atoyac de Álvarez, en la región Costa Grande; San Luis Acatlán, en la región Costa Chica; Zumpango del Río, en la región centro; Iguala, en la región Norte; Arcelia, en la región Tierra Caliente y Tlapa de Comonfort, en la región de la Montaña. Una vez determinada la población, del mapa de la localidad se hizo una selección aleatoria simple por cuarteos de la zona territorial de la población y de la cual se obtendrían las viviendas de adobe.

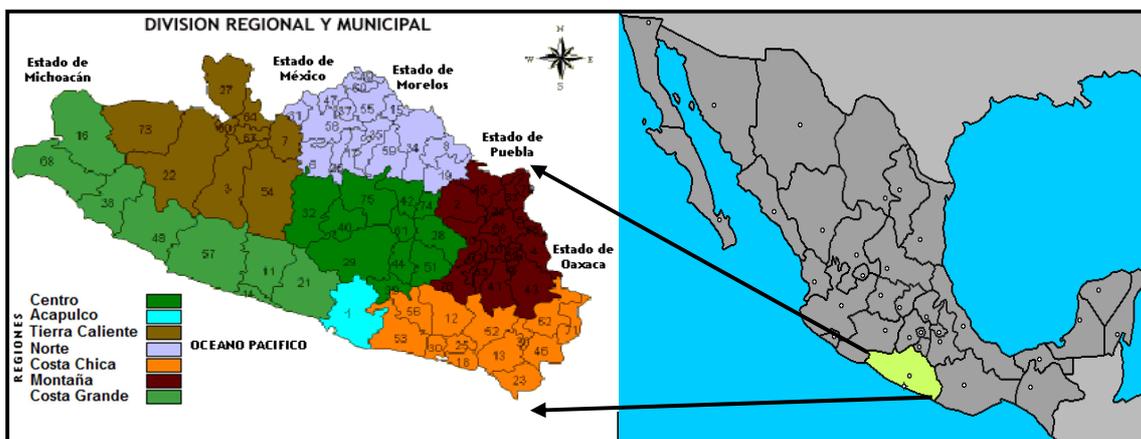


Figura 3.1 Regiones que integran el estado de Guerrero, México

Posteriormente se eligieron tres viviendas de adobe de cada una de las siete poblaciones representativas (Figura 3.2) y por último se registraron sus principales características geométricas.



Figura 3.2 Viviendas de adobe en el estado de Guerrero, México (Cortesía de Roberto Arroyo Matus)

De este análisis estadístico simple, se obtuvieron las dimensiones geométricas del prototipo; las dimensiones en planta definidas son de 4.7 x 7 metros, altura de 3.5 m y 2.5 m en muros transversales y longitudinales respectivamente, con un espesor de 30 cm. Dos puertas de acceso de 2 m de altura y 1 m de ancho, ubicadas al centro de los muros longitudinales, una ventana de 1 m² en un muro longitudinal y sistema de techo a dos aguas, compuesto por una viga longitudinal, dos vigas transversales, dos puntales, polines, fajillas de madera y teja de barro recocido (Figura 3.3).

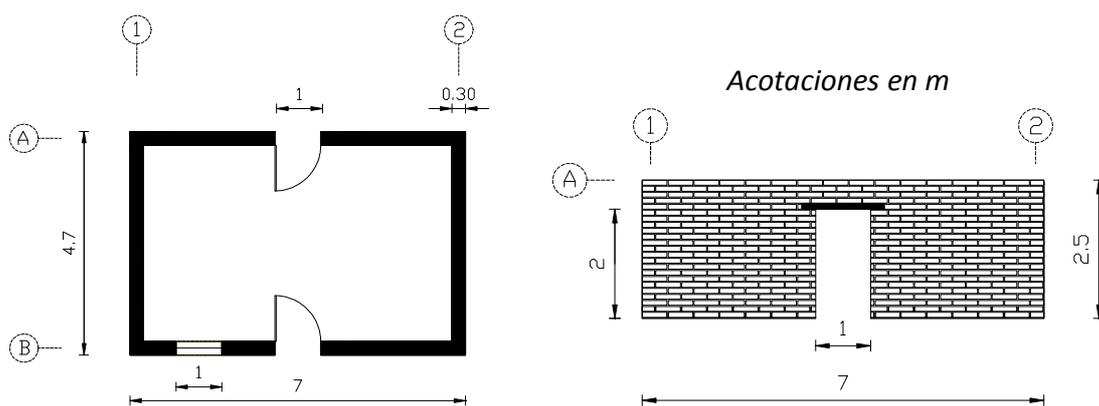


Figura 3.3 Vista en planta y elevación del prototipo de vivienda de adobe

3. DISEÑO DEL EXPERIMENTO

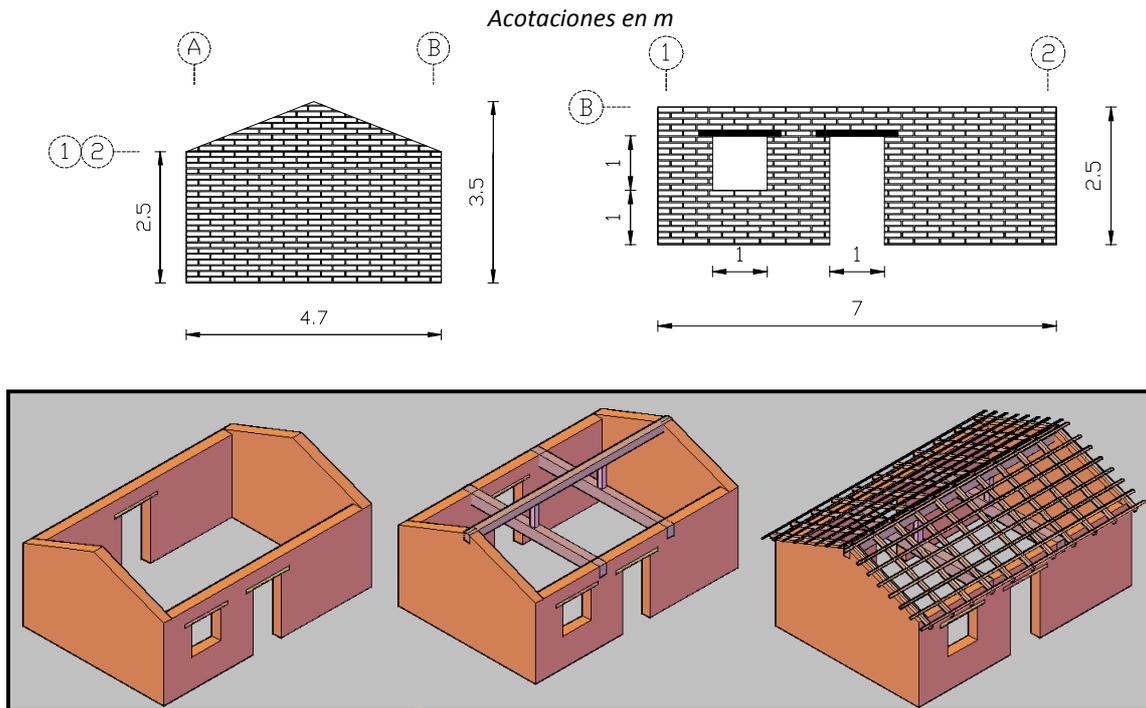


Figura 3.4 Prototipo de vivienda de adobe, en el estado de Guerrero, México

En estudios previos, Meli et al (1978), cuantifican el peso del sistema de techo en 50 kg/m^2 , mientras que Arroyo et al (2010), reportan valores de 56 kg/m^2 . El peso total del sistema de techo del prototipo definido, se calculó en 2.58 t y el peso por unidad de área en planta de 57 kg/m^2 (Tabla 3.1).

Tabla 3.1 Cuantificación del peso del techo en el prototipo

PROTOTIPO							
Descripción	Dimensiones			Cantidad (Piezas)	Volumen (m^3)	Peso volumétrico (t/m^3)*	Peso (t)
	Ancho (cm)	Peralte (cm)	largo (cm)				
Viga longitudinal	18	25	729	1	0.328	0.8	0.263
Viga transversal	18	35	489	2	0.617	0.8	0.493
Puntales	16	16	65	2	0.033	0.8	0.027
Polines	8	8	294	22	0.414	0.8	0.332
Fajillas	6	2	763	16	0.147	0.8	0.117
Tejas	Espesor promedio = 2 cm			Área =	44.94 m^2	1.5	1.348
							2.580

*Peso volumétrico estimado (Arroyo, 2010)

$$\text{Peso por } m^2 = \frac{2,579.5 \text{ kg}}{44.94 \text{ m}^2} = 57.4 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso}_{\text{por metro lineal}} = \frac{\text{Peso total}}{\text{Perímetro de la vivienda}} = \frac{2,579.5 \text{ kg}}{24.376 \text{ m}^2} = 105.8 \text{ kg/m}$$

El peso por metro cuadrado del techo, resulta muy cercano a otros valores reportados en investigaciones anteriores, por lo que el prototipo representa adecuadamente las principales características geométricas de los muros y del sistema de techo más comunes en las viviendas de adobe del estado de Guerrero, México.

3.2 Leyes de similitud

Las leyes de similitud o escala constituyen el fundamento de la teoría de modelación y son usadas para diseñar, ensayar e interpretar los resultados de un modelo en estudio. Los requerimientos de similitud establecen relaciones entre las cantidades físicas del modelo (q_m) y el prototipo (q_p) en cuanto a geometría, materiales, condiciones de frontera, condiciones de carga y respuesta estructural. Dichas relaciones son derivadas a partir del análisis dimensional y se establecen de tal forma que el comportamiento del prototipo pueda ser expresado como una función directa del comportamiento observado en el modelo por medio del factor de escala (S_q) que relaciona la similitud entre el modelo y el prototipo: $q_p = q_m S_q$ (Arias, 2005).

Las principales relaciones dimensionales que deben cumplirse para reproducir correctamente el comportamiento dinámico son (Hernández y Meli, 1981):

$$\frac{\sigma_m T_m^2 L_m}{M_m} = \frac{\sigma_p T_p^2 L_p}{M_p} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$\frac{A_m T_m^2}{L_m} = \frac{A_p T_p^2}{L_p} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

$$\frac{\rho_m L_m^3}{M_m} = \frac{\rho_p L_p^3}{M_p} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

Para la condición estática:

$$\frac{\rho_m L_m}{\sigma_{vm}} = \frac{\rho_p L_p}{\sigma_{vp}} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

Notación:

A Aceleración	σ_v Esfuerzos inducidos en condición estática
L Longitud	m Relativo al modelo
M Masa	p Relativo al prototipo
T Tiempo	S Factor de escala
ρ Densidad de masa	
γ Peso volumétrico	
σ Esfuerzos dinámicos	

$$S = \frac{\text{Parámetro del prototipo}}{\text{Parámetro del modelo}}$$

De las principales relaciones dimensionales se derivan las siguientes ecuaciones:

De la ecuación 3.1

$$S_T = \left(\frac{S_M}{S_\sigma S_L} \right)^{1/2} \quad \dots\dots (3.5)$$

De la ecuación 3.3

$$S_M = S_\rho S_L^3 \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

De la ecuación 3.2

$$S_A = \frac{S_L}{S_T^2} \quad \dots\dots (3.6)$$

De la ecuación 3.4

$$S_{\sigma_v} = S_\rho S_L \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

Para el estudio del comportamiento dinámico del modelo, se plantean las siguientes hipótesis:

- Las dimensiones del modelo (L_m) son obtenidas a partir de las dimensiones del prototipo (L_p) afectadas por el factor de escala elegido (S_L).

$$L_m = \frac{L_p}{S_L}$$

- Los materiales usados en el modelo, tienen las mismas propiedades mecánicas que los materiales usados en el prototipo.

$$S_\rho = S_\gamma = 1$$

A partir de las hipótesis planteadas y de las ecuaciones 3.5 a 3.8, se obtienen las siguientes relaciones de similitud del modelo como una función del prototipo por el factor de escala, para los parámetros de masa, tiempo, aceleración y esfuerzos inducidos en condiciones estáticas:

Fijando $S_\sigma = 1$

$$S_\rho = S_\gamma = 1$$

Masa

De la ecuación 3.7

$$S_M = S_\rho S_L^3 = (1) S_L^3 = S_L^3$$

$$S_M = S_L^3 \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

Como: $S_M = \frac{M_p}{M_m}$

Por lo tanto:

$$M_m = \frac{M_p}{S_L^3} \quad \dots\dots\dots (3.10)$$

La ecuación 3.10 indica que la masa del modelo (M_m) será igual a la masa del prototipo (M_p) entre el factor de escala al cubo (S_L^3).

Tiempo

De las ecuaciones 3.5 y 3.9

$$S_T = \left(\frac{S_M}{S_\sigma S_L} \right)^{1/2} = \left(\frac{S_L^3}{(1) S_L} \right)^{1/2} = (S_L^2)^{1/2} = S_L$$

$$S_T = S_L \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

Como: $S_T = \frac{T_p}{T_m}$

Por lo tanto:

$$T_m = \frac{T_p}{S_L} \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

La ecuación 3.12 indica que el tiempo en el modelo (T_m) será igual al tiempo del prototipo (T_p) entre el factor de escala (S_L).

Aceleración

De las ecuaciones 3.6 y 3.11

$$S_A = \frac{S_L}{S_T^2} = \frac{S_L}{S_L^2} = \frac{1}{S_L}$$

$$S_A = \frac{1}{S_L} \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

Como: $S_A = \frac{A_p}{A_m}$

Por lo tanto:

$$A_m = \frac{A_p}{1/S_L} = S_L A_p \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

La ecuación 3.14 indica que la aceleración del modelo (A_m) será igual a la aceleración del prototipo (A_p) multiplicado por el factor de escala (S_L).

Las ecuaciones 3.10, 3.12 y 3.14 sirven para representar adecuadamente el comportamiento dinámico del modelo y fueron obtenidas de haber aplicado leyes de similitud e hipótesis simples. Se aprecia que resulta práctico representar los parámetros de tiempo y aceleración. La similitud de masa entre el modelo y el prototipo, se cumple, siempre y cuando el modelo sea escalado en sus tres dimensiones y construido con los mismos materiales del prototipo.

Esfuerzos inducidos en condiciones estáticas

Para modelos de similitud simple, como en este estudio, se requiere hacer compensaciones para asegurar la similitud en distribución de masas y esfuerzos de trabajo. Bajo condiciones estáticas, es necesario cumplir que los esfuerzos en los muros del modelo, sean iguales a los esfuerzos en los muros del prototipo (Tomazevic y Velechovsky, 1992), de esta forma se podrá lograr la similitud del mecanismo de falla en el modelo.

Analizando bajo las mismas leyes de similitud e hipótesis simples planteadas para este estudio, el parámetro de esfuerzos inducidos en condiciones estáticas, resulta lo siguiente:

De la ecuación 3.8

$$S_{\sigma_v} = S_\rho S_L = (1) S_L = S_L$$

$$S_{\sigma_v} = S_L \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

Como: $S_{\sigma_v} = \frac{\sigma_{vp}}{\sigma_{vm}}$

Por lo tanto:

$$\sigma_{vm} = \frac{\sigma_{vp}}{S_L} \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

La ecuación 3.16 indica que los esfuerzos inducidos bajo condiciones estáticas en el modelo (σ_{vm}) serán iguales a los esfuerzos inducidos en condiciones estáticas del prototipo (σ_{vp}) entre el factor de escala (S_L). Como el factor de escala elegido es de dos, resulta que los esfuerzos obtenidos bajo condiciones estáticas en los muros del modelo serán igual a la mitad de los esfuerzos del prototipo:

$$\sigma_{vm} = \frac{\sigma_{vp}}{2}$$

Por lo tanto, no existe una igualdad de esfuerzos entre el modelo y el prototipo y no podrá reproducirse exactamente los mecanismos de falla en el modelo, pero sí su comportamiento dinámico en un estado sin daño. Al evaluar los esfuerzos en el modelo, precisamente se corrobora que los esfuerzos en los muros del modelo son la mitad de los esfuerzos presentes en el prototipo (Tabla 3.2).

Tabla 3.2 Distribución de esfuerzos axiales en muros por peso propio

Dirección	Muro	Área del muro, t.L		Esfuerzo axial		Esfuerzo axial complementario en el modelo (kg/cm ²)	Fuerza externa complementaria en el modelo (kg)
		Prototipo (cm ²)	Modelo (cm ²)	Prototipo (kg/cm ²)	Modelo (kg/cm ²)		
Transversal	M1-AB	12,300	3,075	0.4050	0.2025	0.2025	622.7
	M2-AB	12,300	3,075	0.4050	0.2025	0.2025	622.7
Longitudinal	MA-IZ	9,000	2,250	0.3375	0.1688	0.1688	379.7
	MA-DE	9,000	2,250	0.3375	0.1688	0.1688	379.7
	MA-SOBP	3,000	750	0.0675	0.0338	0.0338	25.3
	MB-DE	9,000	2,250	0.3375	0.1688	0.1688	379.7
	MB-IZ	3,600	900	0.3375	0.1688	0.1688	151.9
	MB-IZQ	2,100	525	0.3375	0.1688	0.1688	88.6
	MB-SOBP	3,000	750	0.0675	0.0338	0.0338	25.3
	MB-SOBV	3,300	825	0.0675	0.0338	0.0338	27.8
MB-BAJV	3,300	825	0.1350	0.0675	0.0675	55.7	
							2,759.1

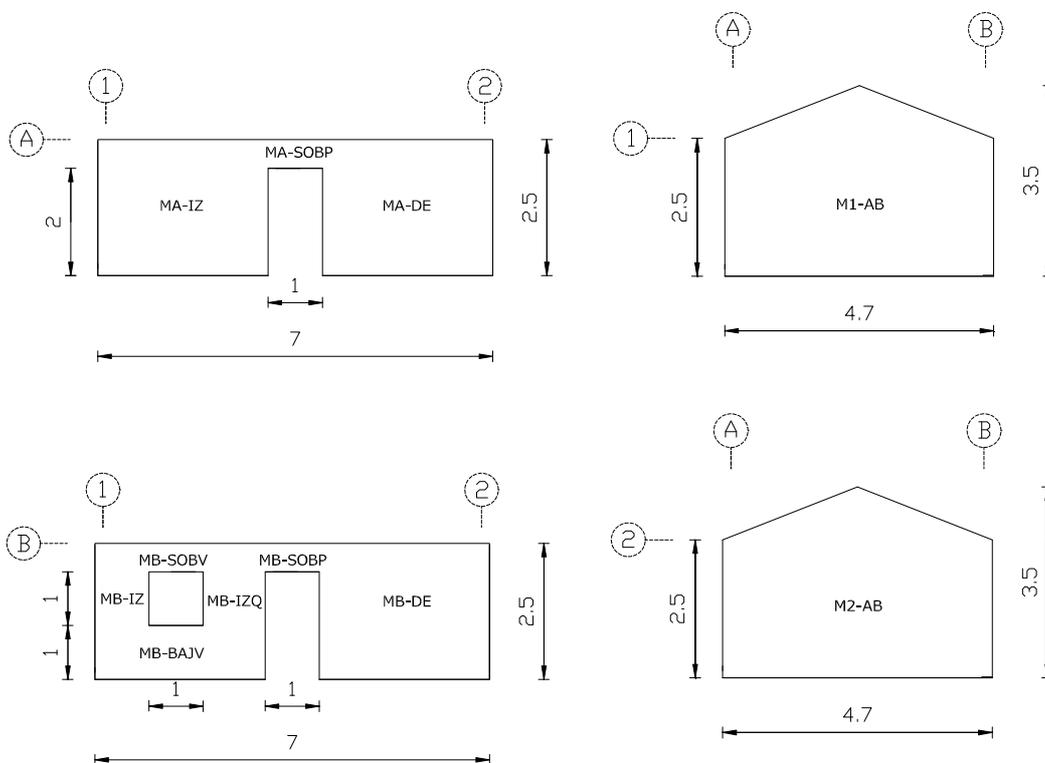


Figura 3.5 Nomenclatura de muros para la evaluación de esfuerzos axiales

Para lograr la igualdad de esfuerzos en el modelo, se necesitaría 2.76 t adicionales al peso propio de los muros (Tabla 3.3). La distribución de masas en viviendas de adobe difiere de otros sistemas estructurales como viviendas con un sistema de techo de losa maciza (diafragma rígido) y edificios a base de marcos, sólo por mencionar algunos sistemas estructurales, donde la mayor parte de su masa se ve concentrada en el sistema piso. En las viviendas de adobe la mayor cantidad de masa está distribuida en los muros y representa el 90.4% (2.76 t) del peso total del modelo (3.05 t), y el sistema del techo equivale al 9.6% (0.29 t) de peso, por esta razón, resultaría inadecuado complementar la masa faltante en el sistema del techo del modelo para lograr la igualdad de esfuerzos con el prototipo, ya que de hacerlo, se estaría afectando el comportamiento dinámico del modelo, al concentrar una masa de 2.76 t en el techo del modelo. Lo ideal sería adicionar la masa faltante uniformemente en los muros del modelo o en su defecto se crearía un material que en el modelo tuviera un peso volumétrico del doble y mismas propiedades mecánicas del prototipo, lo cual es difícil de lograr debido a las limitaciones tecnológicas con que cuentan nuestros laboratorios. Otra alternativa para cumplir con el requerimiento de esfuerzos debido al peso propio del modelo, sería colocando tensores que comprimieran a los muros con una fuerza equivalente a la faltante, sin embargo, esta técnica no resulta adecuada, dado que afectaría la integridad de los muros de adobe, provocando agrietamientos locales en las piezas, juntas o induciendo inestabilidades parciales a los muros, por el apriete de los tensores, ya que el adobe es mucho más frágil y menos resistente que otros materiales modernos, pudiendo modificar su respuesta dinámica.

Dada la complejidad de lograr adicionar la masa uniformemente en los muros del modelo, se decidió realizar el estudio enfocándose en reproducir el comportamiento dinámico del modelo bajo el efecto de un evento sísmico y evaluar los principales parámetros que gobiernan su comportamiento estructural.

3.3 Descripción de los modelos escala 1:2

3.3.1 MOD1: modelo sin refuerzo

El modelo uno (MOD1) representa la vivienda de adobe en su estado natural y sin ningún tipo de daño. Este servirá como modelo comparativo para poder establecer diferencias en términos de comportamiento y resistencia con respecto a un segundo modelo reforzado (MOD2).

Las dimensiones finales del modelo se modificaron unos centímetros (Figura 3.6); en la dirección transversal se aumentó 9.7 cm y en la dirección longitudinal 14.7 cm, esto con el fin de poder hacer coincidir adecuadamente la base metálica del modelo con las perforaciones de la mesa vibradora y no tener problemas de sujeción durante los eventos sísmicos.

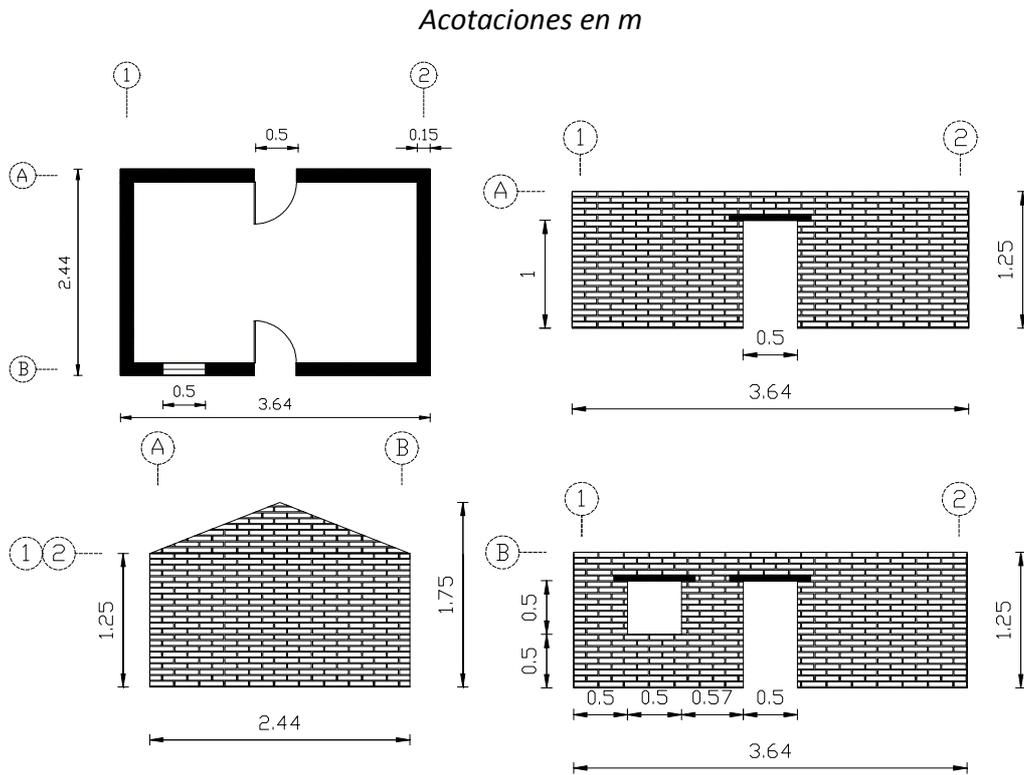


Figura 3.6 Dimensiones del modelo sin refuerzo (MOD1)

El peso total de modelo uno, se estimó en 3.05 t, de los cuales los muros de adobe pesaban 2.76 t y el sistema de techo 0.29 t. Mediante un sistema de marcos y cables de acero se pudo pesar el modelo por medio de una celda de carga, el cual arrojó un peso neto de muros y sistema de techo de 3.055 t (Figura 3.7), valor muy cercano al calculado.



Figura 3.7 Modelo uno (Izquierda), sistema de marcos, cables y celda de carga (Derecha)

El sistema de techo se cuantificó en un peso total de 0.32 t y 28.7 kg/m², esto después de haber escalado en sus tres dimensiones: largo, ancho y peralte, los distintos elementos que componen el sistema de techo (Tabla 3.3).

Tabla 3.3 Cuantificación del peso del techo en el modelo

MODELO, ESCALA 1:2							
Descripción	Dimensiones			Cantidad (Piezas)	Volumen (m ³)	Peso volumétrico (t/m ³)*	Peso (t)
	Ancho (cm)	Peralte (cm)	largo (cm)				
Viga longitudinal	9	12.5	364.7	1	0.041	0.8	0.033
Viga transversal	9	17.5	244.7	2	0.077	0.8	0.062
Puntales	8	8	32.5	2	0.004	0.8	0.003
Barrotes	4	4	147.2	22	0.052	0.8	0.041
Fajillas	3	1	381.7	16	0.018	0.8	0.015
Tejas	Espesor promedio = 1 cm			Área =	11.24 m ²	1.5	0.169
							0.322

*Peso volumétrico estimado (Arroyo, 2010)

$$\text{Peso por m}^2 = \frac{322.4 \text{ kg}}{11.24 \text{ m}^2} = 28.7 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso}_{\text{por metrolínea}} = \frac{\text{Peso total}}{\text{Perímetro de la vivienda}} = \frac{322.4 \text{ kg}}{12.188 \text{ m}} = 26.46 \text{ kg/m}$$

Por razones económicas no fue posible colocar las tejas de barro recocido escaladas, por lo que se aumentó únicamente las dimensiones de los barrotes y fajillas, a fin de poder compensar el peso faltante de las tejas (Tabla 3.4). La representación física de las tejas de barro recocido no resulta importante en la investigación, ya que estas tenderán a deslizarse y caer del techo durante los movimientos sísmicos.

Tabla 3.4 Cuantificación del peso del techo en el modelo

MODELO, ESCALA 1:2							
Descripción	Dimensiones			Cantidad (Piezas)	Volumen (m ³)	Peso volumétrico (t/m ³)*	Peso (t)
	Ancho (cm)	Peralte (cm)	largo (cm)				
Viga longitudinal	9	12.5	364.7	1	0.041	0.8	0.033
Viga transversal	9	17.5	244.7	2	0.077	0.8	0.062
Puntales	8	8	32.5	2	0.004	0.8	0.003
Barrotes	8	8	147.2	22	0.207	0.8	0.166
Fajillas	3	2	381.7	16	0.037	0.8	0.029
Tejas	Espesor promedio = 0 cm			Área =	11.24 m ²	1.5	-
							0.293

*Peso volumétrico estimado (Arroyo, 2010)

$$\text{Peso por m}^2 = \frac{292.9 \text{ kg}}{11.24 \text{ m}^2} = 26.07 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso}_{\text{por metrolínea}} = \frac{\text{Peso total}}{\text{Perímetro de la vivienda}} = \frac{292.9 \text{ kg}}{12.188 \text{ m}} = 24.03 \text{ kg/m}$$

Haciendo los ajustes en dimensiones a los barrotes y fajillas del techo (Figura 3.8), se logró representar el 91% (0.29 t) del peso total del techo (0.32 t) en el modelo uno.



Figura 3.8 Sistema de techo del modelo uno

El mecanismo de falla que se reproducirá será el debido a la flexión de los muros longitudinales en dirección perpendicular a su plano. Aplicando los movimientos sísmicos en la dirección transversal del modelo (Figura 3.9). Lo cual provocará principalmente agrietamientos verticales en las esquinas de los muros, así como grietas en las esquinas de puertas, ventana y puntos de apoyo de la viga longitudinal y transversal. Para el modelo reforzado, este será orientado en la misma posición que el modelo sin refuerzo, y el cual tendrá un mecanismo de falla similar al modelo sin refuerzo, pero con la diferencia de presentar un daño menos severo en las esquinas de los muros, debido al refuerzo colocado, que a continuación se describe.

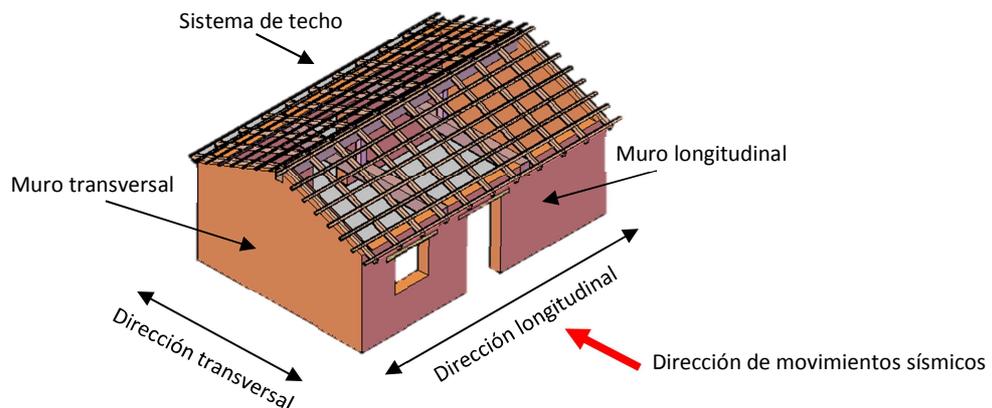


Figura 3.9 Dirección de movimiento sísmico en el modelo

3.3.2 MOD2: modelo reforzado

El modelo dos (MOD2) representa la vivienda de adobe reforzada con una técnica que resulta simple y práctica de aplicar. El refuerzo consiste cubrir por ambos lados los muros de adobe con una malla hexagonal (Malla gallinero) y mortero cemento arena en proporción 1:3 (Figura 3.10). Este modelo tiene las mismas dimensiones geométricas que el modelo uno, así como el sistema de techo y únicamente se aumenta el espesor de los muros por la colocación de la malla hexagonal y el mortero.



Figura 3.10 Modelo reforzado (MOD2)

La técnica de refuerzo elegida tiene la ventaja de que no implica retirar el techo para su aplicación y mejora notablemente su capacidad de resistencia. Además los materiales que intervienen son económicos y comerciales en el mercado nacional. Todos estos criterios fueron tomados en cuenta para que un futuro a corto plazo, pueda ser aplicado un programa de reforzamiento en viviendas de adobe con mayor potencial de colapso ocasionado por un evento sísmico.

El espesor del mortero de cemento arena, que se propone utilizar en el prototipo, va de 3 a 4 centímetros. Si se plantea utilizar en el prototipo un espesor igual a 3 cm, aplicando el factor de escala definido en el modelo (1:2), resultaría difícil controlar un espesor de 1.5 cm de mortero en el modelo. Además, tomando en cuenta que el adobe tiene una superficie rugosa, no uniforme y oquedades comunes entre piezas y juntas de los muros, seguramente el espesor final quedará aproximadamente igual a 2 cm. Con el fin de poder tener un mejor control del espesor del mortero en el modelo, se decidió utilizar un espesor de 2 cm de mortero en el modelo reforzado (MOD2).

Con el espesor del mortero definido, la malla hexagonal de refuerzo en el modelo, fue obtenida a partir de la cuantía de acero de la malla del prototipo. Estrictamente debe cumplirse que la cuantía en el modelo debe ser igual a la cuantía del prototipo, de esta manera se definió la malla que fue utilizada en el modelo:

PROTOTIPO:

Malla calibre 23, abertura 13 mm
 Espesor del mortero = 4 cm
 Área de acero en un 1 m de ancho = 0.269 cm²/m

$$\rho_{as(p)} = \frac{A_s}{bd} = \frac{0.269 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \times 4 \text{ cm}} = 0.0007$$

MODELO:

Malla calibre 20, abertura 50 mm
 Espesor del mortero = 2 cm
 Área de acero en un 1 m de ancho = 0.124 cm²/m

$$\rho_{as(m)} = \frac{A_s}{bd} = \frac{0.124 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \times 2 \text{ cm}} = 0.0006 \approx 0.0007 \rightarrow \text{Acceptable}$$

Factor de escala = 2.17
 2.17 ≈ 2

Al comparar las cuantías entre el prototipo y el modelo se aprecia que la diferencia es mínima y por lo tanto se considera aceptable. Además no se encontró otra malla comercial cuya cuantía coincidiera exactamente con la del prototipo, por lo que se dejó la malla comercial cuya cuantía fuera lo más cercana a la del prototipo.

En la tabla 3.5, se enlistan las principales características de la malla hexagonal (Malla gallinero) propuesta a utilizar en el prototipo y modelo.

Tabla 3.5 Características de las mallas hexagonales propuestas

DESCRIPCIÓN	PROTOTIPO	MODELO	UNIDADES
Calibre	23	20	
A _s del alambre	0.0035	0.0062	cm ²
Abertura	13	50	mm
Área de acero en un 1 m de ancho	0.269	0.124	cm ² /m
Esfuerzo de fluencia (fy)	5575 - 7432*	5575 - 7432	kg/cm ²

*Resultados experimentales obtenidos en estudios previos (Alarcón, 1999)

En el prototipo la malla hexagonal será fijada a los muros con unos conectores, alambción de ¼” (6 mm), que atraviesen el muro de adobe y se anclen por ambos lados a la malla hexagonal, logrando un mejor trabajo conjunto entre el adobe y las capas de refuerzo. Estos conectores únicamente irán en el perímetro superior e inferior del muro, a una separación de 100 cm. En todo el interior del muro, la malla se fija con unas grapas de 1”(2.5 cm), también conocidas como grapas para alambre de púas, colocadas a cada 50 cm (Figura 3.11). Escalando las dimensiones para poder aplicarlas al modelo, resultan separaciones de 50 cm para los conectores, alambre calibre 11 (3.05 mm), y en el interior se fijará la malla con clavos de longitud 1 ½” (3.8 cm), a cada 25 cm. Estos clavos penetrarán en el adobe aproximadamente un 75% de su longitud, y el 25% restante se doblará para que se ancle a la malla hexagonal.

Para el modelo no fue posible usar grapas de menor dimensión para fijar la malla hexagonal al muro de adobe, ya que agrietaba las piezas de adobe, por esta razón se decidió utilizar clavos, los cuales penetraban sin provocar agrietamientos locales. Este procedimiento será ilustrado cuando se describa el procedimiento constructivo del modelo reforzado.

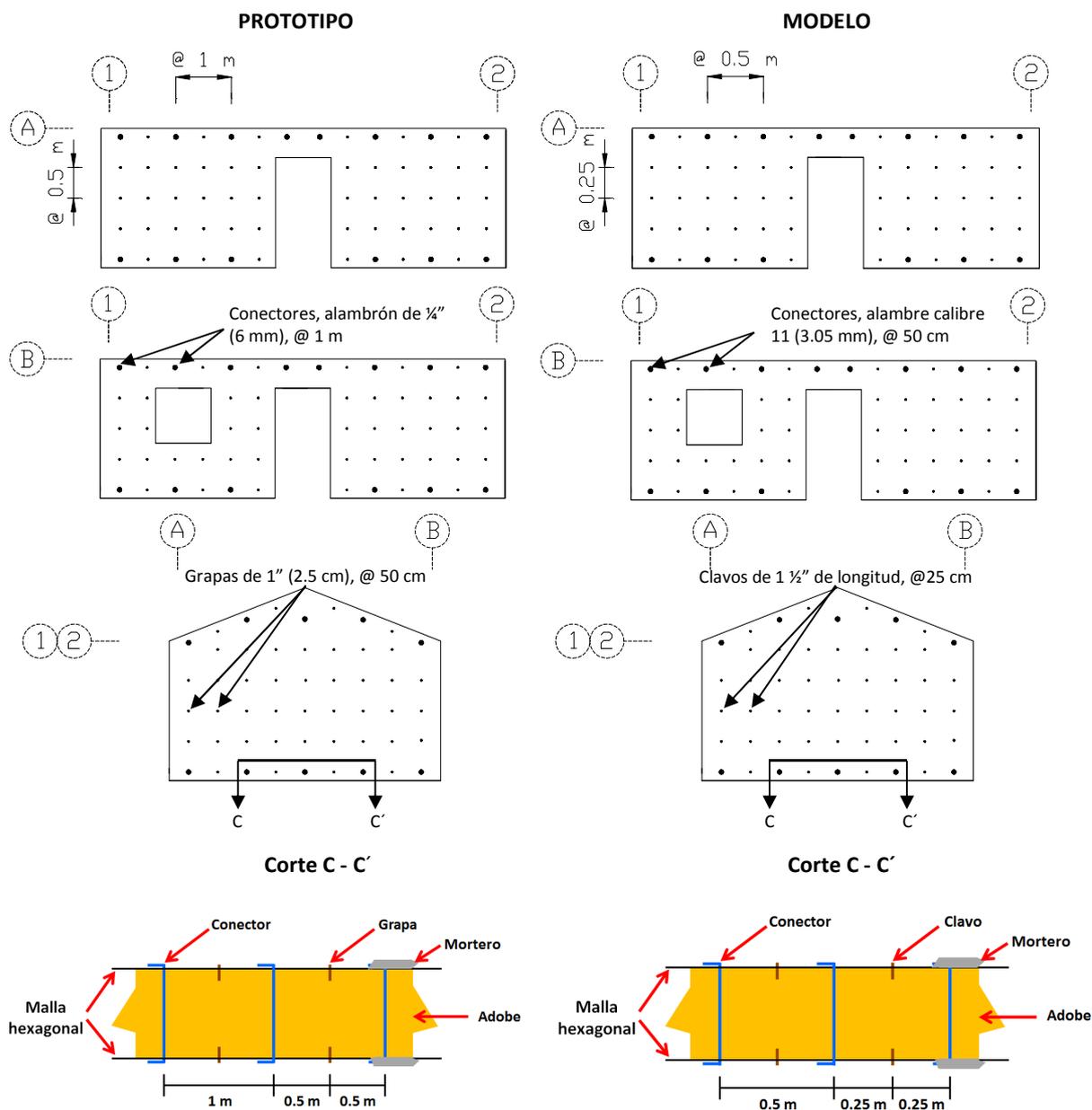


Figura 3.11 Esquema de ubicación de los conectores y grapas en el prototipo y modelo reforzado

De igual forma, mediante una celda de carga, se pesó el modelo dos, que resultó de 4.11 t, de los cuales los muros de adobe pesaban del orden de 2.76 t, el mortero cemento arena y malla hexagonal peso aproximadamente 1.06 t y el sistema de techo 0.29 t.

3.4 Propiedades mecánicas de los materiales

Como parte de la investigación, se realizaron diversas pruebas en especímenes de adobe para poder obtener las principales propiedades mecánicas del material utilizado en la construcción de este tipo de viviendas comunes en el sur de México.

Del análisis estadístico se obtuvo un promedio de las dimensiones del adobe, el cual resultó de 45 cm de largo, 30 cm de ancho y 9 cm de espesor. De acuerdo con esto, se mandaron a elaborar las piezas de adobe escaladas en 1:2, con dimensiones de 22.5 cm de largo, 15 cm de ancho y 4.5 cm de espesor. Las piezas de adobe fueron elaboradas en el estado de Guerrero, México, por personas dedicadas a la elaboración artesanal del adobe y construcción de este tipo de viviendas; posteriormente fueron trasladadas al laboratorio del Instituto de Ingeniería de la UNAM para su estudio y construcción de dos modelos (Figura 3.12).

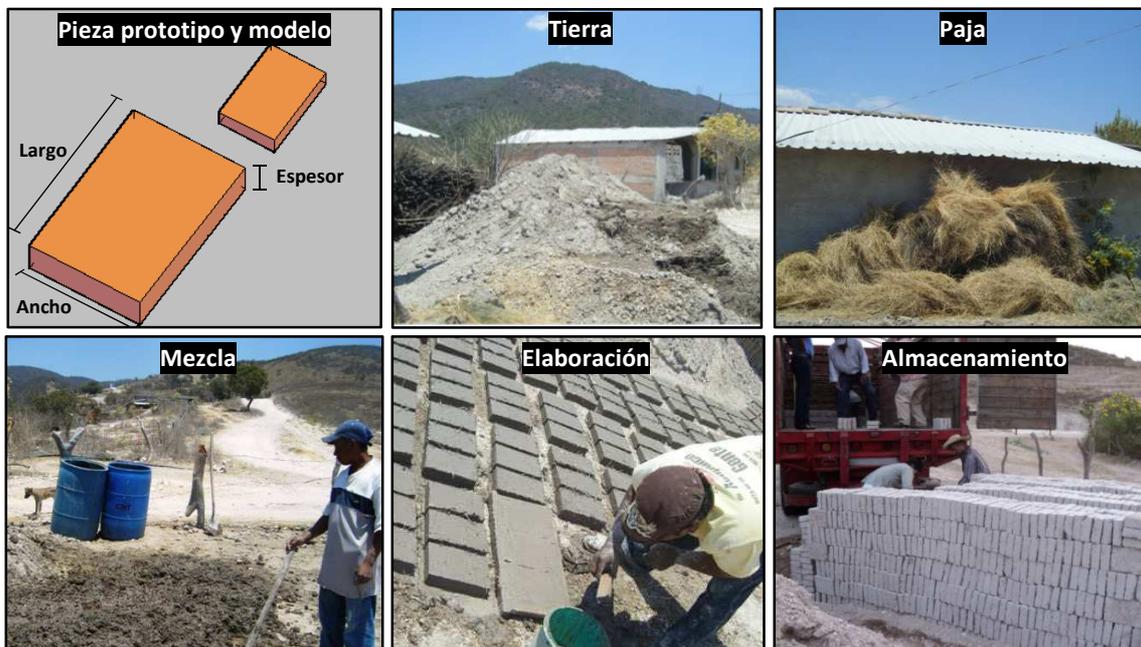


Figura 3.12 Proceso de elaboración de piezas de adobe escaladas

Para obtener las principales propiedades mecánicas del adobe, se construyeron 9 pilas para ser ensayadas a compresión axial, 9 muretes para ser ensayados a compresión diagonal, 9 pilas para ser ensayadas a flexión y 9 cubos del mortero para obtener su resistencia a compresión. Los especímenes tuvieron un tiempo de secado de 56 días y registraron un peso volumétrico igual a 1.35 t/m^3 (Figura 3.13).



Figura 3.13 Especímenes de adobe: pilas (Izquierda), muretes (Centro) y cubos de mortero (Derecha)

Resistencia a compresión

Las propiedades geométricas y parámetros de ensaye se definieron siguiendo los requisitos del anteproyecto de la norma mexicana: Determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas y resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes de mampostería de barro y concreto (ONNCCE, 2005). En la tabla 3.6, se muestran las características geométricas de las 9 pilas construidas para determinar la resistencia a compresión axial (f_m) y módulo de elasticidad (E_m) del adobe.

Tabla 3.6 Características geométricas de pilas a compresión axial

Espécimen	Espesor cm	Longitud cm	Altura cm	Área cm ²	Altura/Espesor	Factor correctivo
PL-1	14.7	21.5	57.0	316.05	3.9	0.99
PL-2	14.6	21.5	47.5	313.90	3.3	0.93
PL-3	14.5	21.5	54.0	311.75	3.7	0.97
PL-4	14.5	21.5	54.0	311.75	3.7	0.97
PL-5	14.5	21.5	55.0	311.75	3.8	0.98
PL-6	14.5	21.5	55.0	311.75	3.8	0.98
PL-7	14.5	21.5	50.0	311.75	3.4	0.94
PL-8	14.5	21.5	53.5	311.75	3.7	0.97
PL-9	14.5	21.5	52.5	311.75	3.6	0.96

Las pilas construidas tuvieron una relación de altura/espesor aproximadamente igual a 4, ensayadas a una velocidad de carga de 1 t/minuto con 3 ciclos de precarga del orden del 15 % de la carga máxima esperada, de esta manera se fijó una carga máxima 500 kg para los 3 ciclos de precarga y en el cuarto ciclo se llevó a la falla el espécimen (Figura 3.14).



Figura 3.14 Ensayo de pilas (Izquierda) y algunos tipos de fallas (Derecha)

De la carga axial máxima dividida entre el área bruta de la pieza se obtuvo el esfuerzo a compresión axial; en la tabla 3.7 se puede apreciar los esfuerzos obtenidos ya multiplicados por su respectivo factor correctivo de esbeltez. El módulo de elasticidad se obtuvo a partir de las gráficas esfuerzo deformación de las pilas ensayadas a compresión, y se calculó como la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria axial, medida dentro del comportamiento elástico.

Tabla 3.7 Esfuerzos resistentes en compresión (f_m) y módulos de elasticidad (E_m) en pilas

Espécimen	P máx (kg)	f_m (kg/cm ²)	E_m (kg/cm ²)
PL-1	4,316	13.5	2,309.2
PL-2	4,321	12.8	2,192.4
PL-3	4,099	12.8	2,758.9
PL-4	4,384	13.6	2,108.6
PL-5	3,560	11.2	2,009.4
PL-6	3,766	11.8	1,976.4
PL-7	4,006	12.1	2,732.3
PL-8	3,836	11.9	3,176.7
PL-9	3,465	10.7	2,420.8
Promedio	3,973	12.3	2,409.4
Coeficiente de Variación (C.V.)			
		0.08	0.16

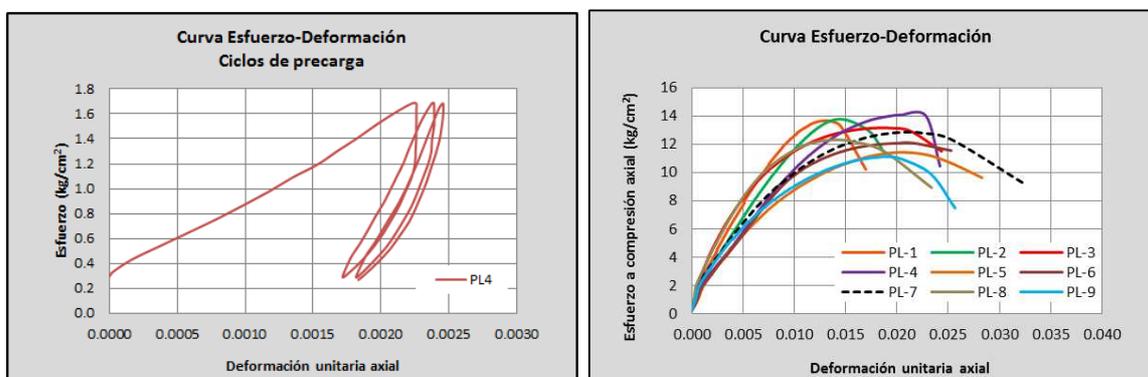


Figura 3.15 Curvas de esfuerzo deformación en pilas a compresión axial

Durante la aplicación de los 3 ciclos de precarga, se observa que se presenta un cambio de la rigidez del adobe, a medida que se incrementan los ciclos de precarga; esto se atribuye a un reajuste y aplastamiento interno de las juntas (Figura 3.15). La repetición de ciclos de precarga origina además deformaciones axiales acumuladas, y hasta el cuarto ciclo se logra una mejor estabilización de su comportamiento y definición del rango elástico. Por esta razón, el módulo de elasticidad fue calculado con los datos medidos del último ciclo de carga llevado a la falla.

La pendiente que define al módulo de elasticidad, se tomó como la tangente de la curva esfuerzo deformación que quedó definida entre dos puntos, los cuales son el esfuerzo correspondiente para una deformación unitaria axial igual a 50 millonésimas (0.000050) y la correspondiente deformación unitaria axial para un esfuerzo que va del 15 al 20 % del esfuerzo máximo a compresión, esto como ya se mencionó anteriormente es por observarse en esta zona un rango elástico mejor definido. Aunque los lineamientos de la norma mexicana (ONNCCE, 2005) indican que debe hacerse al 40 % de la carga máxima, este criterio es más apropiado para otros materiales donde existe un mejor control de calidad y cuyas resistencias son mayores que el adobe. Por eso no resulta adecuado aplicar estrictamente el criterio de la norma mexicana para la determinación del módulo de elasticidad, y se opta por determinar este parámetro a niveles de esfuerzos donde se defina un rango elástico.

Finalmente de las resistencias medidas en las pilas ensayadas, se obtuvo un promedio de dichos parámetros, de esta manera se tiene un esfuerzo a compresión axial (f_m) de 12.3 kg/cm² (1.2 MPa) y un módulo de elasticidad (E_m) promedio igual a 2,409 kg/cm² (236.2 MPa).

Resistencia a cortante

Por medio de ensayos en muretes a compresión diagonal se obtuvo el esfuerzo a compresión diagonal (V_m) y el módulo de cortante (G_m). Cada murete está formado por una pieza y media, y un número de hiladas tal que sea aproximadamente cuadrado. Las características geométricas se presentan en la tabla 3.8.

Tabla 3.8 Características geométricas de muretes a compresión diagonal

Probeta	Espesor, t (cm)	Longitud (cm)	Altura (cm)	Lc (cm)	t x Lc (cm ²)
MT-1	14.5	35	36	50.2	728.04
MT-2	14.5	35	36	50.2	728.04
MT-3	14.5	35.5	36	50.6	733.11
MT-4	14.5	35	35	49.5	717.71
MT-5	14.5	35	35	49.5	717.71
MT-6	14.5	34.5	35	49.1	712.61
MT-7	14.5	35	37	50.9	738.50
MT-8	14.5	35	36	50.2	728.04
MT-9	14.5	35.5	36	50.6	733.11

Los muretes fueron ensayados a una velocidad de carga de 500 kg/minuto con 3 ciclos de precarga del orden del 15 % de la carga máxima esperada, de esta manera se fijó una carga máxima 130 kg para los 3 ciclos de precarga y en el cuarto ciclo de igual forma como en las pilas se llevó a la falla el espécimen (Figura 3.16).



Figura 3.16 Ensayo de muretes (Izquierda) y algunos tipos de fallas (Derecha)

El esfuerzo cortante (V_m) se calculó como el cociente de la carga máxima aplicada entre el área de la diagonal del murete ($P_{m\acute{a}x}/t.L_c$). En la tabla 3.9 se puede apreciar la variación de los esfuerzos cortantes obtenidos. El módulo de cortante (G_m) se obtuvo a partir de las gráficas esfuerzo cortante - deformación angular de los muretes ensayados a compresión diagonal, y se calculó como la relación entre el esfuerzo y la deformación medida dentro del comportamiento elástico.

Tabla 3.9 Esfuerzos a compresión diagonal (V_m) y módulos de cortante (G_m) en muretes

Espécimen	$P_{m\acute{a}x}$ (kg)	V_m (kg/cm ²)	G_m (kg/cm ²)
MT-1	750	1.0	987.2
MT-2	768	1.1	617.2
MT-3	855	1.2	640.6
MT-4	832	1.2	654.2
MT-5	810	1.1	602.3
MT-6	848	1.2	525.7
MT-7	1,007	1.4	355.3
MT-8	719	1.0	552.6
MT-9	627	0.9	484.6
Promedio	801.8	1.1	602.2
Coeficiente de Variación (C.V.)			
		0.12	0.27

En cuanto a la aplicación de los ciclos de precarga en los muretes a compresión diagonal, se apreció un comportamiento similar al observado en los ensayos de las pilas a compresión axial. Ya que de igual forma se presenta un reacomodo y aplastamiento de las juntas, que provocan deformaciones angulares acumuladas y aproximadamente después del cuarto ciclo de precarga se estabiliza su comportamiento (Figura 3.17). El módulo de cortante fue calculado con los datos medidos del último ciclo de carga llevado a la falla.

El módulo de cortante, se tomó como la tangente de la curva esfuerzo cortante deformación angular que quedó definida entre dos puntos, los cuales son el esfuerzo cortante correspondiente para una deformación angular igual a 50 millonésimas (0.000050) y la correspondiente deformación angular para un esfuerzo cortante del orden de 20 % del esfuerzo máximo a compresión diagonal.

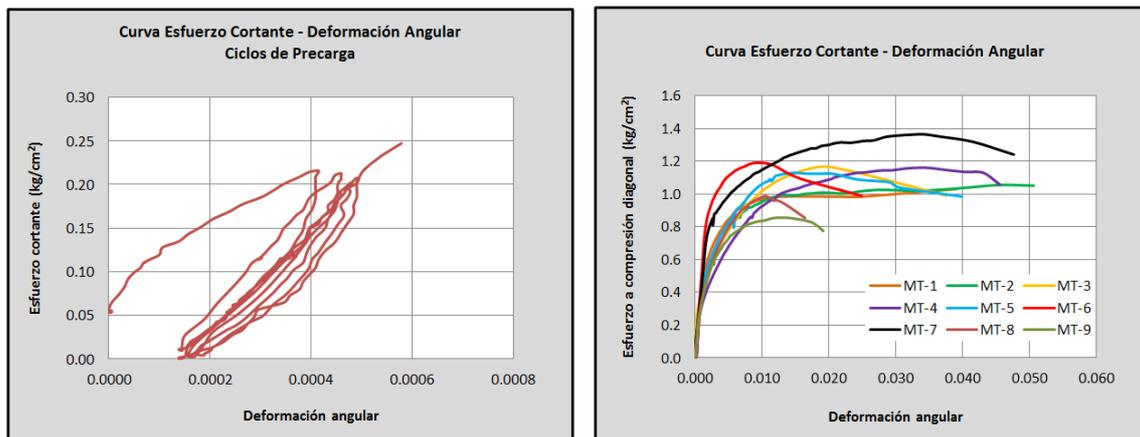


Figura 3.17 Curvas de esfuerzo cortante deformación angular en muretes

De los muretes ensayados, se obtuvo un esfuerzo cortante (V_m) promedio de 1.1 kg/cm^2 (0.11 MPa) y un módulo de cortante (G_m) promedio igual a 602 kg/cm^2 (59.04 MPa).

Resistencia a flexión

Otro de los parámetros calculados fue el esfuerzo a flexión (σ), obtenido al aplicar una carga al centro de una pila, cuya orientación, y aplicación de la carga fuera similar a la fuerza inercial desarrollada durante la acción de un sismo sobre un muro sujeto a fuerzas fuera de su plano. En la tabla 3.10 se enlistan las características de las pilas ensayadas a flexión.

Tabla 3.10 Características de pilas ensayadas a flexión

Espécimen	Espesor (cm)	Largo (cm)	Alto (cm)	Volumen (cm^3)	Peso (kg)
PF-1	14.5	21.5	54.5	16,990.38	23.01
PF-2	14.5	21.5	56.5	17,613.88	24.09
PF-3	14.5	21.5	56.6	17,645.05	23.86
PF-4	14.5	21.5	55.5	17,302.13	23.37
PF-5	14.5	21.5	55.3	17,239.78	23.15
PF-6	14.5	21.5	55.5	17,302.13	23.12
PF-7	14.5	21.7	55	17,305.75	23.38
PF-8	14.5	21.7	54.5	17,148.43	23.20
PF-9	14.5	21.5	54.3	16,928.03	23.20

Si bien la prueba es estática y simplificada al hacerse ensayos en pilas (Figura 3.18), al menos se desea tener un valor aproximado de la resistencia bajo este tipo de cargas, y es que uno de los principales modo de falla en los muros de adobe, es la flexión fuera del plano.

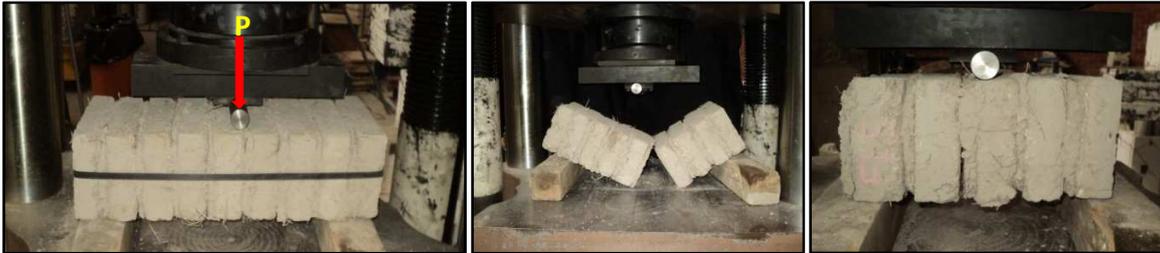


Figura 3.18 Ensayo de pilas a flexión

Durante estas pruebas, a pesar de haber protegido cada una de las pilas con una cinta de plástico, y con ello evitar la pérdida de una muestra durante la maniobra para su ensaye, se perdieron tres pilas de las nueve que se tenían con una relación de esbeltez aproximadamente igual a 4, por esta razón, dos pilas fueron ensayadas con una relación de esbeltez del orden de 2.5, lo cual permitiría una mejor maniobra para su ensaye y con ello evitar se perdiera el espécimen. Los resultados entre las pilas con relación de esbeltez del orden de 4 y 2.5, presentaron esfuerzos a flexión muy similares (Tabla 3.11).

Tabla 3.11 Esfuerzos por flexión en pilas

Espécimen	Peso propio, Pp (kg)	Módulo de sección (cm ³)	Longitud entre abovos (cm)	Carga (kg)	Pp + Carga (kg)	Momento flexionante (Kg.cm)	Esfuerzo por flexión (Kg/cm ²)
PF-1	23.01	753.40	44.4	10	33.01	366.4	0.49
PF-2	13.78	753.40	34.4	20	33.78	290.5	0.39
PF-3	--	--	--	--	--	--	
PF-4	23.37	753.40	45.4	20	43.37	492.2	0.65
PF-5	--	--	--	--	--	--	
PF-6	--	--	--	--	--	--	
PF-7	23.38	760.40	46.4	10	33.38	387.2	0.51
PF-8	12.77	760.40	31.4	50	62.77	492.7	0.65
PF-9	23.20	753.40	45.8	10	33.20	380.1	0.50
Promedio							0.53

El esfuerzo por flexión (σ) promedio fue de 0.53 kg/cm² (0.052 MPa) y un coeficiente de variación (C.V.) de 0.18. En la tabla 3.12 se aprecia que los valores obtenidos son bajos, esto es debido a la poca adherencia que existe entre las piezas y las juntas. De esta manera y tomando con reserva la resistencia a flexión obtenida, se confirma la baja resistencia estructural del adobe a fuerzas inducidas fuera de su plano.

Resistencia a compresión axial del mortero de adobe

El mortero de adobe está hecho del mismo tipo de material con que fueron elaboradas las piezas. De igual manera como las piezas de adobe, el material empleado para juntar las piezas, se trajo desde el estado de Guerrero a los laboratorios de Instituto de Ingeniería de la UNAM. El mortero hecho en laboratorio, tiene una proporción de ocho botes de tierra más un bote de paja y agua hasta lograr una mezcla uniforme y maleable, cuyo peso volumétrico resulto igual a 1.3 t/m^3 . Para obtener la resistencia a compresión axial del mortero de adobe, se ensayaron 9 cubos de $5 \times 5 \times 5 \text{ cm}$ (Figura 3.19). De las pruebas realizadas se obtuvo una resistencia a compresión axial promedio de 19.4 kg/cm^2 (1.9 MPa) y un coeficiente de variación (C.V.) de 0.07. Si bien la resistencia en el mortero es mayor al de las pilas a compresión axial (12.3 kg/cm^2), esto es porque en las pilas existe oquedades e irregularidades no uniformes de las piezas, situación que no sucede con las muestras de mortero de adobe.



Figura 3.19 Ensayo a compresión axial de especímenes de mortero de adobe

Comparación de las propiedades mecánicas del adobe

En la tabla 3.12 se muestran los resultados de investigaciones emprendidas en México para determinar las propiedades mecánicas del adobe: Meli y Hernández (1979), Alarcón y Alcocer (1999), Vera y Miranda (2004), Moreno Barajas (2011), Arroyo Matus (2011) y los resultados de esta investigación. Se aprecia que las resistencias a esfuerzos a flexión y tensión son muy bajos y, en general, el resto de sus propiedades mecánicas frente a materiales, como la mampostería de barro recocido u otros.

Tabla 3.12 Propiedades mecánicas del adobe en México

Estado Autores	Guerrero, Oaxaca y Chiapas	Michoacán	México	México	Guerrero	Guerrero	Unidades
	Meli y Hernández	Alarcón y Alcocer	Vera y Miranda	Moreno Barajas	Arroyo Matus	Actual investigación	
Parámetro	Resistencia						
Densidad	1.8	---	---	1.53	---	1.35	t/m^3
Módulo de elasticidad	2,500 - 5,000	---	760 - 4,943	1,593	2,141	2,409	kg/cm^2
Módulo de cortante	750	---	---	---	509	602	kg/cm^2
Compresión axial	13.4	6.33	1.81 - 7.57	3.8	9.89	12.3	kg/cm^2
Compresión diagonal	1.2	0.6	0.37 - 0.76	---	0.82	1.1	kg/cm^2
Esfuerzo por flexión	2	---	---	---	1.52	0.53	kg/cm^2

Resistencia a compresión axial del mortero cemento - arena

El mortero empleado para reforzar el modelo dos (MOD2), tiene una proporción de: uno de cemento y tres arena (1:3) más un cantidad mínima de agua que garantice un mortero fácilmente trabajable, esta proporción se tomó con base en los requerimientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-Mampostería, 2004), en donde dicho proporcionamiento es recomendado para mortero en elementos estructurales. De los resultados experimentales realizados en muestras de 5x5x5 cm (Figura 3.20), se obtuvo una resistencia a compresión axial promedio de 142.9 kg/cm^2 (14.01 MPa), un coeficiente de variación (C.V.) de 0.07 y un peso volumétrico de 1.66 t/m^3 .



Figura 3.20 Ensayo a compresión axial de especímenes de mortero cemento arena

3.5 Proceso constructivo

Previo a la construcción de los modelos, se diseñaron dos bases de acero estructural sobre la cual se construirían los modelos en un área de trabajo fuera de la mesa vibradora. Las bases están hechas con perfiles W12x40 ($b = 203 \text{ mm}$ y $d = 303 \text{ mm}$) y de 12x14 ($b = 101 \text{ mm}$ y $d = 303 \text{ mm}$), placas de 8 mm, 6 mm y soldadura E7018. Diseñada para poder trasladar y fijar el modelo a la plataforma de la mesa vibradora, sin que la base de acero presente distorsiones mayores a 0.001 (Meli y Hernández, 1975) y evitar con ello se presenten agrietamientos locales en los muros por irregularidades de su base (Figura 3.21).



Figura 3.21 Base de acero para el traslado y fijación del modelo en la mesa vibradora

La construcción de los dos modelos se realizó conforme a la práctica constructiva tradicional. El levantamiento de muros se hizo previamente haciendo un tendido de hilos colocado a paño de cada muro longitudinal y transversal. El mortero de adobe tuvo un espesor promedio de 1.5 cm, en algunas piezas se observaba que el espesor aumentaba ligeramente unos milímetros más, esto por la irregularidad de la superficie de contacto, debido a que el adobe es un material de construcción artesanal y no existe un control de calidad durante su elaboración. Al llegar a la altura definida de puertas y ventana, se colocaron los dinteles de madera, de igual manera se procedía con las vigas transversales que descansan a cada tercio sobre los muros longitudinales. Una vez hecho lo anterior, se continuaba con la construcción de los muros y cerramiento de los mismos (Figura 3.22).



Figura 3.22 Construcción de muros

Al llegar a la altura establecida para los muros transversales, se colocó la viga longitudinal, que descansaría sobre estos, y a su vez sobre las vigas transversales con ayuda de puntales que los conectaban. Por último se colocaban los barrotes y fajillas del sistema de techo. Los dos modelos construidos se dejaron secar más de 56 días, para después poder ensayar el modelo uno y a la par iniciar con el reforzamiento del modelo dos (Figura 3.23).



Figura 3.23 Construcción del techo y modelos terminados

Cabe mencionar que para evitar una falla por deslizamiento en los modelos, durante la aplicación de los sismos, previamente se colocaron placas de acero de 2.5 cm de alto por 6 mm de espesor, ubicadas en todo el perímetro interior y exterior de los muros, dejando un espacio de 2 cm entre el paño del muro y la placa perimetral, debido a que entre dicho espacio fue vertido un mortero de resistencia igual a 270 kg/cm^2 (Figura 3.24).



Figura 3.24 Colocación de placas perimetrales y mortero en la base de los modelos

Para el reforzamiento del modelo dos, se inició tendiendo la malla hexagonal en el interior y exterior de los muros y fijándola con clavos de 1 1/2" a cada 25 cm. En puertas y venta la malla deberá rodear el borde, para que se extienda al menos dos veces la separación entre alambres transversales (Figura 3.25).



Figura 3.25 Colocación de malla hexagonal en muros y bordes

Posteriormente se colocaron los conectores de alambre calibre 11 (3.05 mm de diámetro), a cada 50 cm, en el perímetro superior e inferior de los muros y cuya longitud de 25 cm, atravesará el muro de adobe para que se ancle por ambos lados a la malla hexagonal, con una longitud de 5 cm de anclaje (Figura 3.26).



Figura 3.26 Colocación de conectores y anclaje a la malla hexagonal

Una vez fijada la malla al muro de adobe, ligeramente se humedecen las paredes para poder aplicar una zarpeada de mortero de 1 cm de espesor aproximadamente, luego se deja secar un poco y enseguida se coloca el resto del mortero con un acabado simple (Figura 3.27).



Figura 3.27 Zarpeada de mortero

Si se colocaran los 2 cm de mortero en una sola aplicación, puede agrietarse el mortero durante el secado, por esta razón se recomienda antes aplicar una zarpeada de mortero. Finalmente en la figura 3.28 se ilustra el acabado final del modelo dos, que deberá dejarse secar al menos 28 días antes de su ensaye en mesa vibradora.



Figura 3.28 Modelo dos reforzado (MOD2)

3.6 Acciones sísmicas

Para poder definir las acciones sísmicas a que estará sujeto el modelo, es necesario conocer primero una de las propiedades dinámicas más importantes del comportamiento estructural: el periodo fundamental de vibrar. Para esto se procedió a realizar un modelo analítico y pruebas de vibración ambiental en el modelo. Esto permitirá comparar el periodo de vibrar analítico y experimental, a fin de poder estar seguros del parámetro obtenido y con ello definir un registro sísmico en donde las mayores amplitudes de su espectro de respuesta sean muy cercanas al periodo fundamental del modelo y, de esta manera, el modelo pueda ser sometido a una condición de daño más desfavorable.

3.6.1 Análisis Modal

Definidas las características geométricas del modelo y las propiedades mecánicas del adobe, se realizó un modelo analítico en el programa de análisis estructural ANSYS 11.0, para poder estimar el periodo fundamental de vibrar del modelo a ensayar en la mesa vibradora. En la tabla 3.13 se muestran las propiedades mecánicas del adobe utilizadas en el modelo analítico.

Tabla 3.13 Propiedades mecánicas del adobe en el modelo analítico sin refuerzo

Densidad (t/m ³)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	Relación de Poisson*
1.35	2,409	0.3

*Parámetro estimado (Hernández, 1981)

La discretización del modelo quedo definida por 17,193 elementos sólidos (Figura 3.29). La carga del techo fue modelada en el perímetro superior de los muros, como una carga uniformemente distribuida, a través de elementos sólidos, el cual tenía el mismo módulo de elasticidad de los muros, pero con una densidad equivalente a la masa aplicada.

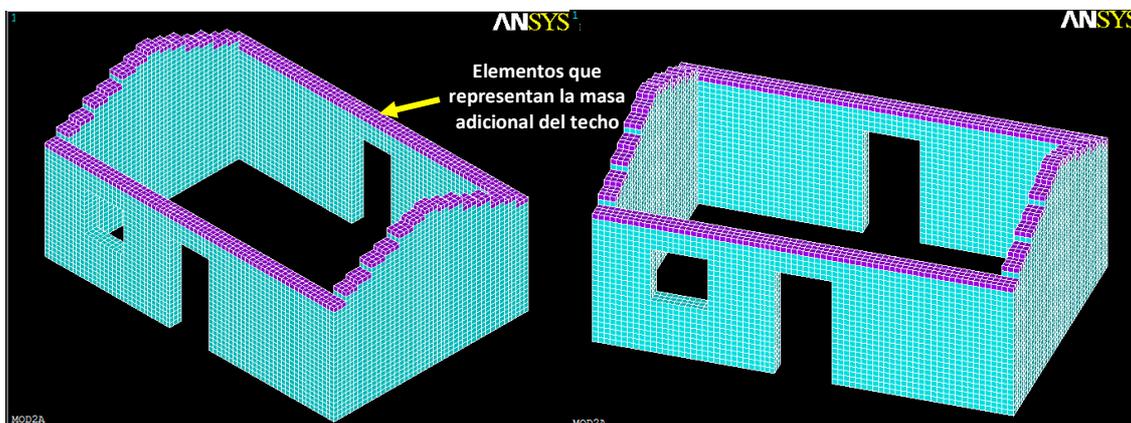


Figura 3.29 Modelo sin refuerzo de elemento finito en el programa ANSYS

En el modelo analítico no se modeló la restricción parcial que provoca el techo al movimiento transversal en la parte superior de los muros. Del análisis modal resultó un periodo fundamental de vibrar de 0.13 segundos (7.4 Hz) en la dirección transversal (Figura 3.30), cuyo comportamiento es la flexión de los muros longitudinales en dirección normal a su plano. En la tabla 3. 14 se muestran los primeros cinco periodos de vibrar del modelo analítico.

Tabla 3.14 Periodos de vibrar

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	7.38	0.136
2	8.17	0.122
3	8.24	0.121
4	9.38	0.107
5	14.25	0.070

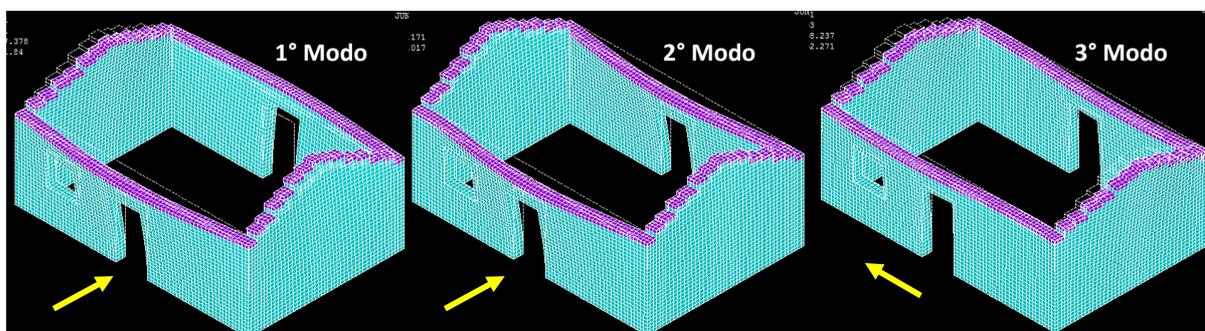


Figura 3.30 Formas modales

3.6.2 Pruebas de vibración ambiental

Se realizaron pruebas de vibración ambiental, para determinar el periodo fundamental de del modelo sin refuerzo. El movimiento del modelo se induce por medio de vibraciones denominadas “ambientales” las cuales son producidas por diversos agentes externos cómo el tráfico de vehículos, peatones, etc., que en la mayoría de los casos, las transmiten a través del suelo localizado en la vecindad del sitio. Mediante registros de aceleración vs tiempo, obtenidos en áreas o puntos estratégicos de la misma, son procesadas e interpretadas mediante un análisis espectral convencional (Figura 3.31). Con la ayuda de un sistema de adquisición de datos, las señales capturadas son acondicionadas, filtradas y amplificadas, luego mediante un analizador de espectros se puede obtener en tiempo real los espectros de potencia, función de transferencia, coherencia y fase entre dos señales analizadas (Figura 3.32).

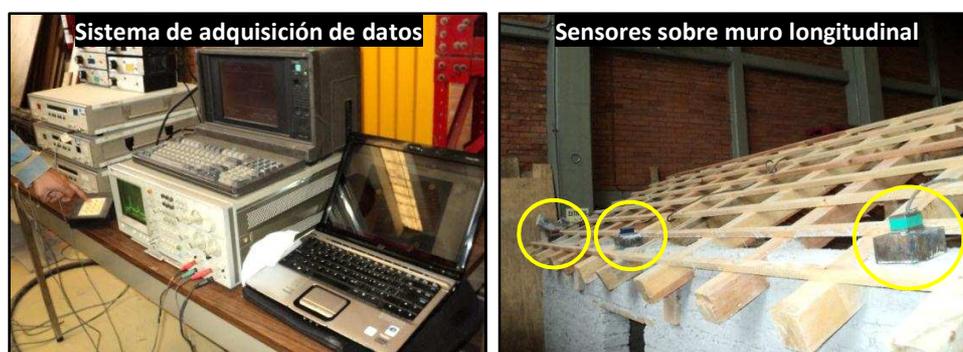


Figura 3.31 Pruebas de vibración ambiental del modelo sin refuerzo

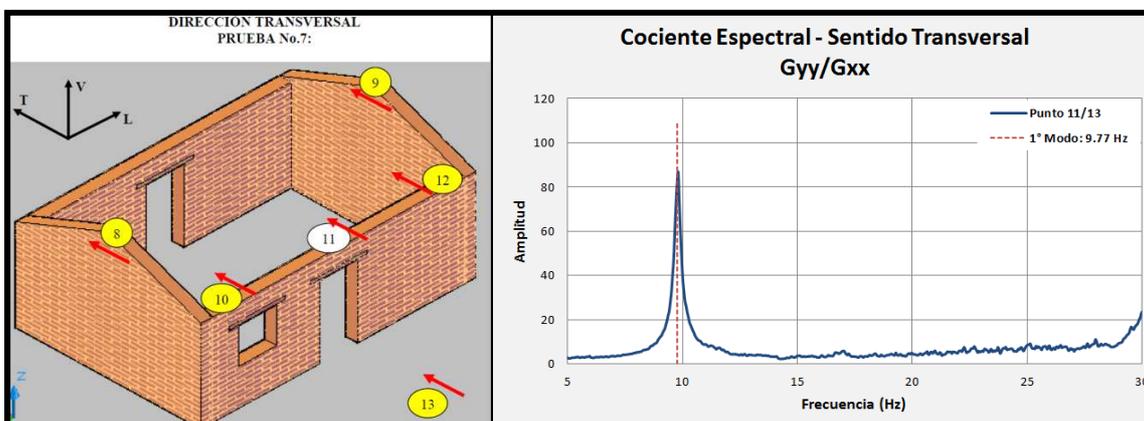


Figura 3.32 Arreglo instrumental (Izquierda) y cociente espectral (Derecha) en el modelo sin refuerzo

Del análisis espectral se obtuvo en el modelo sin refuerzo un periodo de vibrar en sentido transversal de 0.102 s (9.77 Hz), valor cercano al periodo analítico de 0.13 segundos. Y un periodo en el sentido longitudinal de 0.083 s (12 Hz). Para el sentido vertical resulta difícil identificar el periodo de vibrar, cuyas amplitudes sobresalientes van de 0.029 – 0.035 s (34-28 Hz).

3.6.3 Registro sísmico de prueba

Con base en el periodo de vibrar analítico (0.13 s) y experimental (0.102 s) obtenido en el sentido de análisis a estudiar, se eligió un sismo en donde las mayores amplitudes de su espectro de respuesta fueran muy cercanas al periodo fundamental del modelo. De esta manera se seleccionó un sismo registrado en el estado de Michoacán, el 19 de septiembre de 1985, estación “Caleta de Campos”, con magnitud (Ms) 8.1 y aceleración máxima para la componente horizontal de 1.36 m/s^2 (0.139 g) y 0.93 m/s^2 (0.094 g) en la componente vertical.

De acuerdo con las leyes de similitud simple y factor de escala definido para este estudio, el registro escalado presenta el doble de aceleración y ocurre en la mitad del tiempo, al hacer esto se observó en el espectro de respuesta que la máxima pseudoaceleración permanece en un intervalo muy corto para periodos cercanos a 0.1 s, por esta razón se modificó la escala de tiempo con un $\Delta t = 0.005 \text{ s}$, el cual permitió ampliar el rango de periodos cuyas pseudoaceleraciones permanecen elevadas para un intervalo muy amplio del periodo fundamental, por lo que el registro puede seguir afectando al modelo a medida que esta se daña y consecuentemente incrementa su periodo de vibrar (Figura 3.33). De igual manera se analizó la componente vertical, en donde resulta aún más crítico para el rango de periodos identificados, debido al periodo de vibrar tan pequeño que presenta el modelo en la dirección vertical. Con la misma modificación de la escala de tiempo se logra atenuar este problema, a pesar de esto, el sismo elegido tiene la característica peculiar de tener aceleraciones máximas similares para ambas componentes, por lo que su estudio es importante para entender el efecto de la componente vertical en este tipo de viviendas, que prevalecen en lugares cercanos a las zonas epicentrales.

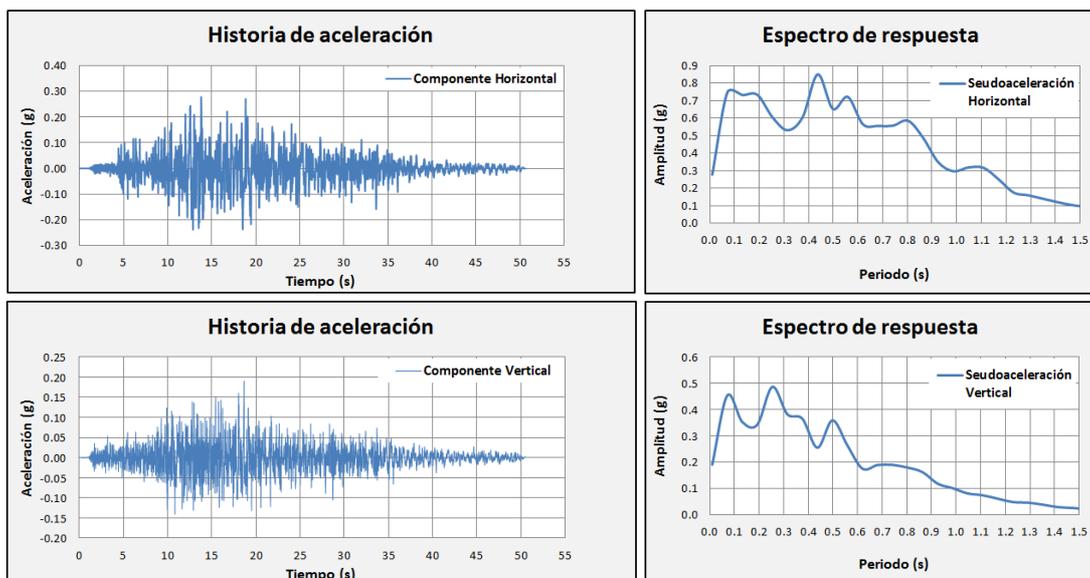


Figura 3.33 Registro sísmico con un factor de escala igual a dos y $\Delta t = 0.005 \text{ s}$

3.7 Calibración de la mesa vibradora

Previo al ensaye de los modelos en la mesa vibradora, se realizó una calibración del equipo, con el objetivo de poder simular adecuadamente el sismo definido. El procedimiento consiste en colocar una masa equivalente a la del modelo que se estudiará sobre la mesa vibradora. En este caso se representó una masa equivalente en magnitud pero no en distribución, por medio de un cubo de concreto de 4.1 t (Figura 3.34), posteriormente se aplica una señal de entrada (registro sísmico) a la mesa vibradora y ésta la reproduce, a la par que va registrando la señal de salida (señal medida). Mediante la función de transferencia, que es igual al cociente de los espectros de Fourier de la señal de entrada entre la señal de salida, se identifica si el sismo se reproduce satisfactoriamente. Esto se logrará hasta obtener una función de transferencia cuyo comportamiento sea lineal dentro del rango de frecuencias de interés y con una amplitud lo más próxima posible a la unidad (Figura 3.35), resultado que se obtiene reproduciendo el sismo una y otra vez de forma iterativa y haciendo ajustes a algunos parámetros del sistema de control, como la ganancia y tiempo de muestreo de la señal.

Cabe mencionar que también se realizaron calibraciones de la mesa vibradora para ensayos de baja intensidad, donde se observó que las funciones de transferencia se distorsionaban para frecuencias mayores a 15 Hz en la componente horizontal y 25 Hz para la componente vertical, lo cual no afecta el comportamiento del modelo en la dirección horizontal, ya que la frecuencia fundamental del modelo se encuentra dentro del intervalo donde se reproduce adecuadamente el sismo, sólo en la dirección vertical no se reproducía adecuadamente el sismo, pero a medida que se aumentaba la intensidad del sismo, se observó que mejoraban notablemente las funciones de transferencia.



Figura 3.34 Masa equivalente sobre la mesa vibradora

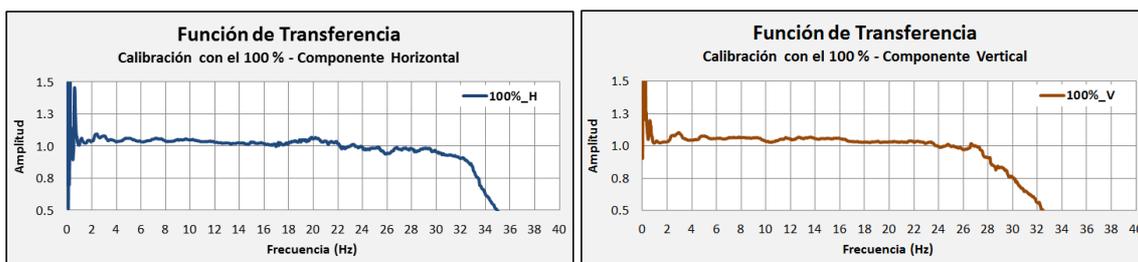


Figura 3.35 Funciones de transferencia de la señal de entrada y salida de la mesa vibradora

3.8 Instrumentación de modelos

Para evaluar el comportamiento global y local de los modelos durante la aplicación del sismo, se instrumentaron con acelerómetros, transductores de desplazamiento y sensores ópticos (Figura 3.36). La instrumentación estuvo compuesta por 21 acelerómetros, 13 transductores de desplazamiento y 10 sensores óptico-eléctricos (LED, Light Emitting Diode, por sus siglas en inglés).



Figura 3.36 Modelo uno instrumentado sobre la mesa vibradora

Para medir la respuesta en aceleración se colocaron 21 acelerómetros distribuidos en muros y sistema de techo, los cuales permitirán registrar las aceleraciones en la componente transversal del modelo y dirección vertical, además de dos acelerómetros ubicados sobre la mesa vibradora para medir las aceleraciones impuestas en la base (Figura 3.37).

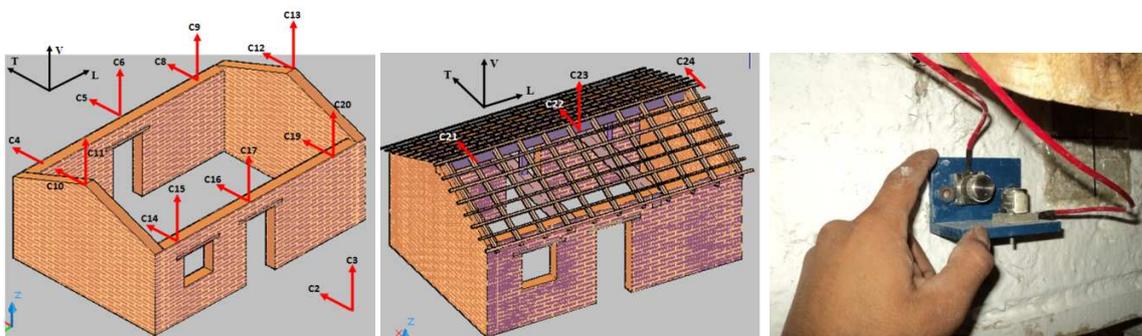


Figura 3.37 Ubicación de acelerómetros en muros y techo

Para evaluar los desplazamientos relativos de los muros longitudinales, se utilizaron 6 transductores de desplazamientos, ubicados al centro y extremo de cada muro, estos fueron fijados a estructuras rígidas secundarias, ubicadas en el interior del modelo y que a su vez estuvieran sujetas a la mesa vibradora, para que dicho valores registrados representaran directamente el desplazamiento relativo de los muros, las estructuras secundarias fueron habilitadas en el interior del modelo para aprovechar al máximo el espacio de la mesa vibradora (Figura 3.38) .

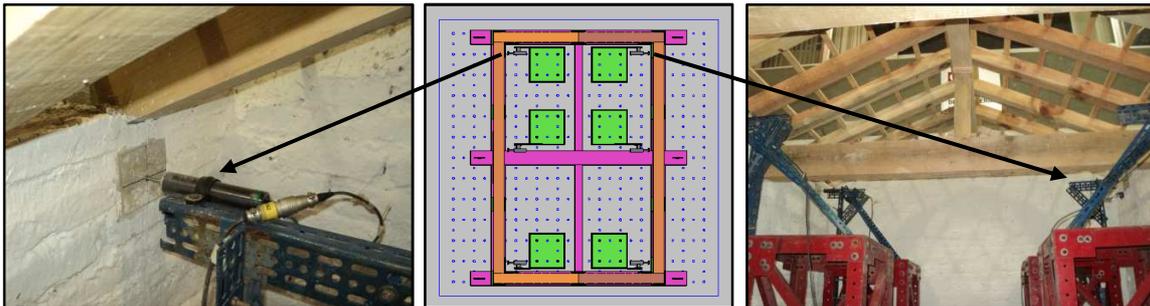


Figura 3.38 Transductores para medir desplazamientos relativos en muros

Para medir los desplazamientos absolutos de los muros longitudinales se utilizaron 3 transductores de desplazamientos que de igual manera fueron ubicados al centro y extremo del muro, y fijados a una estructura externa ubicada fuera de la mesa vibradora, de tal manera que los desplazamientos registrados fueran absolutos. Dos transductores de desplazamientos, fueron colocados en un muro transversal del modelo, para medir las deformaciones a tensión diagonal del muro instrumentado. Por último se agregaron 10 sensores ópticos (LED's) para medir el desplazamiento lateral de un muro transversal (Figura 3.39).



Figura 3.39 Transductores para medir desplazamientos absolutos en muros (Izquierda), deformaciones a cortante (Centro) y desplazamientos en muro transversal con LED's (Derecha)

En el modelo uno (Sin refuerzo) y el modelo dos (Reforzado) se empleó el mismo arreglo instrumental.

3.9 Programa de pruebas

El programa de pruebas establecido se caracteriza por ir aumentando la intensidad del sismo, con el objetivo de poder evaluar la variación del periodo de vibrar, aceleraciones, desplazamientos, amortiguamiento, cortante basal, y pérdida gradual de la rigidez del modelo, tanto en bajas como en altas intensidades del sismo. Los movimientos fueron aplicados inicialmente en dirección horizontal y consecutivamente se aplicaba otro movimiento con la misma intensidad pero con la componente horizontal y vertical del sismo (Figura 3.40).

Previo al inicio de los ensayos, se aplicó una señal de ruido blanco en la mesa vibradora, tanto al inicio como al final del programa de pruebas, ya que estas pruebas se utilizaron para estimar mediante un análisis espectral de los registros de aceleración medidos por los acelerómetros colocados en el modelo, las frecuencias fundamentales de vibrar del modelo, en un estado sin daño y posteriormente con un deterioro estructural presente.

Tomando en cuenta que la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería sólo puede moverse en una sola dirección horizontal, se decidió orientar el modelo de tal manera que el sismo aplicado actuará en la dirección transversal del modelo, de esta manera podrá estudiarse el comportamiento sísmico del modelo en la dirección más crítica de la vivienda, dado que en esta dirección los muros longitudinales tendrán a exhibir un comportamiento de flexión fuera del plano.



No.	MOVIMIENTO	INTENSIDAD (%)	COMPONENTE	CLAVE
1	Ruido blanco al inicio		Horizontal	(1)_M1_RB_H_(Inicial)
2	Ruido blanco al inicio		Vertical	(2)_M1_RB_V_(Inicial)
3	Sismo	25	Horizontal	(3)_M1_25%_H
4	Sismo	25	Horizontal y vertical	(4)_M1_25%_HV
5	Sismo	50	Horizontal	(5)_M1_50%_H
6	Sismo	50	Horizontal y vertical	(6)_M1_50%_HV
7	Sismo	75	Horizontal	(7)_M1_75%_H
8	Sismo	100	Horizontal	(8)_M1_100%_H
9	Sismo	100	Horizontal y vertical	(9)_M1_100%_HV
10	Sismo	150	Horizontal	(10)_M1_150%_H
11	Sismo	200	Horizontal	(11)_M1_200%_H
12	Sismo	200	Horizontal y vertical	(12)_M1_200%_HV
13	Ruido blanco al final		Horizontal	(13)_M1_RB_H_(FINAL)
14	Ruido blanco al final		Vertical	(14)_M1_RB_V_(FINAL)

Figura 3.40 Programa de pruebas en mesa vibradora del modelo uno

El programa de pruebas del modelo reforzado, tiene las mismas características de ensaye que el modelo sin refuerzo, se fue incrementando de forma gradual la intensidad del sismo para evaluar la respuesta del modelo reforzado y posteriormente hacer las comparaciones correspondientes con el modelo sin refuerzo.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS EXPERIMENTALES

A continuación se presentan los resultados obtenidos de los ensayos realizados en los dos modelos. Se describen los daños ocurridos durante el programa de pruebas, la respuesta en aceleración, desplazamientos, variación del período fundamental de vibrar, porcentaje de amortiguamiento crítico y la pérdida gradual de la rigidez de los modelos. Por último, se hacen las comparaciones entre el modelo sin refuerzo y el reforzado.

4.1 Descripción de daños

Modelo sin refuerzo - MOD1

Se inició con el ensaye a una intensidad del 25% (0.07 g) del sismo de referencia en la dirección horizontal. Durante esta prueba no se apreció ningún daño en el modelo. Las primeras fisuras visibles se presentaron en las esquinas de puertas y ventana durante la aplicación del 50% (0.13 g) del sismo en la dirección horizontal. Posteriormente, durante la aplicación del 75% (0.21 g) y 100% (0.28 g) del sismo en su componente horizontal, las grietas se acentuaron más en las zonas ya identificadas y se apreciaron grietas verticales en las esquinas interiores y exteriores.

La máxima aceleración aplicada en la base del modelo fue de 0.47 y 0.36 g, en la dirección horizontal y vertical respectivamente, que corresponde a una intensidad del 200% del sismo de referencia. Los daños acumulados propiciaron agrietamientos en la cumbrera del muro transversal. Además, debido a la flexión de los muros longitudinales, se presentaron grietas verticales en las esquinas de los muros, desde su extremo superior hasta un poco menos de la mitad de su altura, punto desde el cual la grieta se propagó de forma inclinada a 45° aproximadamente hasta la base del muro longitudinal (Figura 4.1). Con el nivel de daño alcanzado, se dieron por finalizados los ensayos y se optó por conservar el modelo para posteriormente reforzarlo y ensayarlo nuevamente.

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

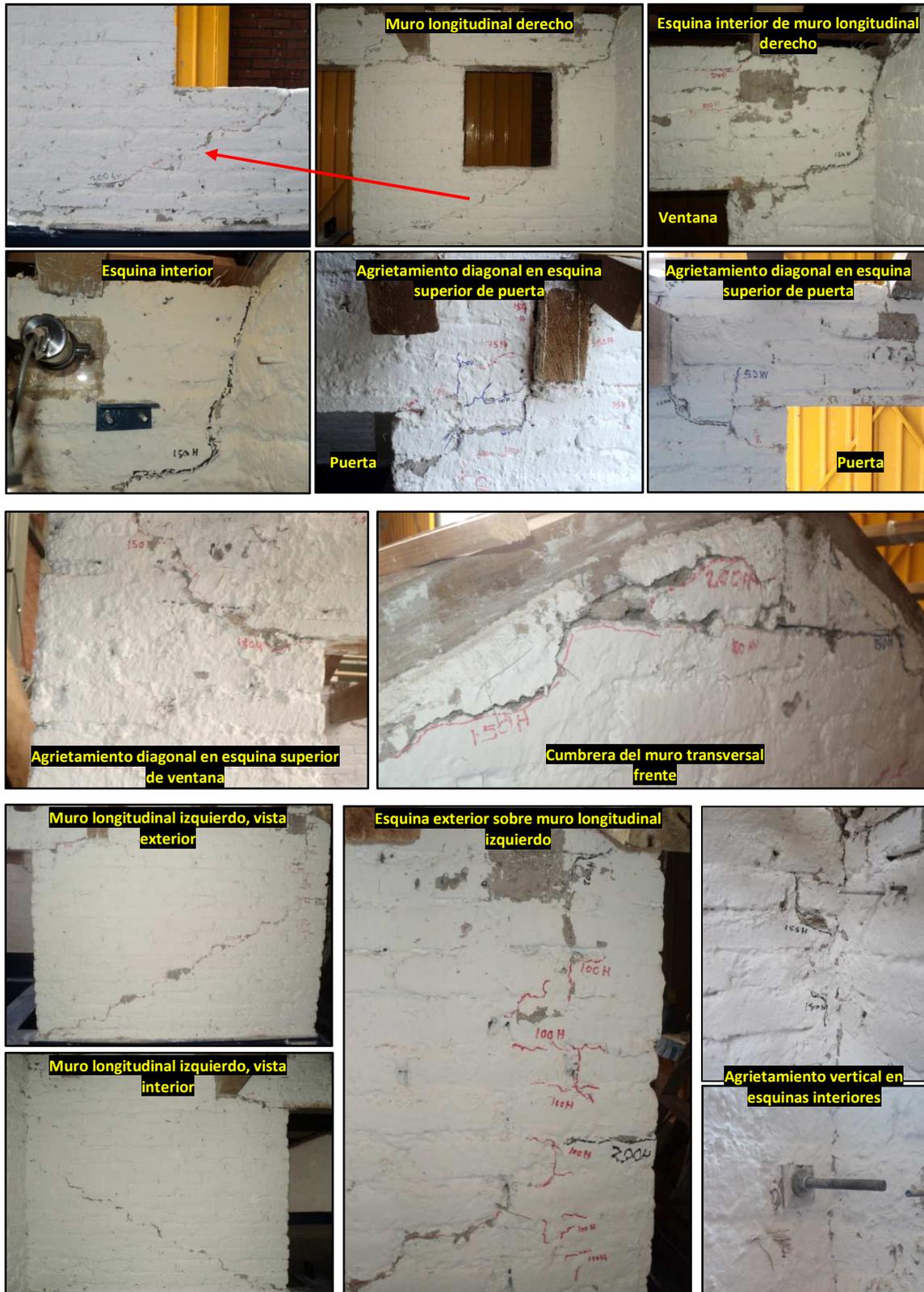


Figura 4.1 Principales daños en el modelo sin refuerzo al final del programa de pruebas

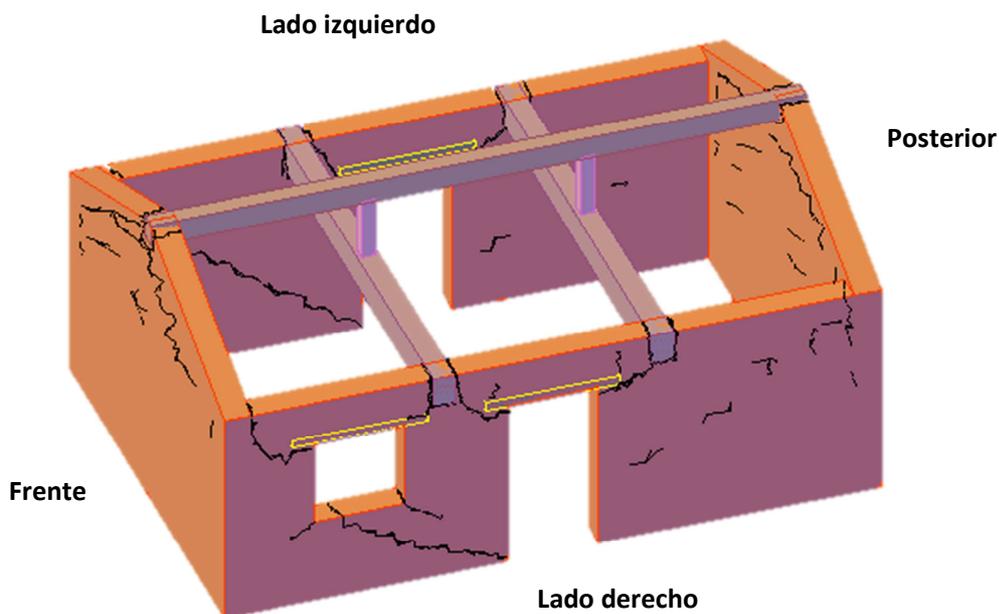


Figura 4.2 Patrón de grietas principales al final del programa de pruebas del modelo sin refuerzo

Modelo reforzado - MOD2

De igual manera que en el modelo anterior, en este modelo fue aplicada inicialmente una señal de ruido blanco tanto al inicio como al final del programa de pruebas.

El reforzamiento del modelo hizo que su comportamiento fuera rígido y con un nivel de daño mucho menor con respecto al modelo sin refuerzo (MOD1). El tamaño de grietas fue pequeño, lo cual demuestra la eficacia de esta técnica de reforzamiento simple y práctica.

El primer movimiento aplicado fue de 25% (0.08 g) del sismo de referencia en la dirección horizontal, si bien, se intuía que este nivel de aceleración no provocaría daño alguno en el modelo, se decidió hacer este ensaye para poder hacer las comparaciones con el modelo sin refuerzo (MOD1). Bajo esta lógica de comparación entre modelos, se ejecutaron ensayes para intensidades del 50, 100, 150 y 200% del movimiento de referencia.

Los primeros agrietamientos visibles se presentaron durante el ensaye al 100% en su componente horizontal (0.24 g) y vertical (0.2 g), estos agrietamientos fueron en las esquinas de puertas y ventana, también se produjeron grietas diagonales en los muros longitudinales (Figura 4.3). Estas grietas prolongaron su longitud durante la aplicación del 200% (0.51 g horizontal y 0.45 g vertical) y 300% (0.79 g horizontal y 0.56 g vertical) del sismo en sus dos componentes.



Figura 4.3 Daños en el modelo reforzado (MOD2) al final del programa de pruebas

El reforzamiento hizo que el modelo soportara mayores aceleraciones aplicadas en la base que el modelo sin refuerzo. La malla hexagonal y el mortero de cemento-arena, resultan idóneos para mejorar la integridad y confinar adecuadamente los muros de adobe ante fuerzas inerciales fuera del plano de los muros, lo que consecuentemente se ve reflejado en un menor nivel de daño. La máxima intensidad del sismo aplicado fue de 450% en la componente horizontal y vertical, que representan aceleraciones de 1.23 y 0.98 g respectivamente. Al final de esta prueba se desarrollaron grietas en forma diagonal sobre los muros longitudinales del modelo, además de un agrietamiento vertical en las esquinas interiores (Figura 4.4 y 4.5).

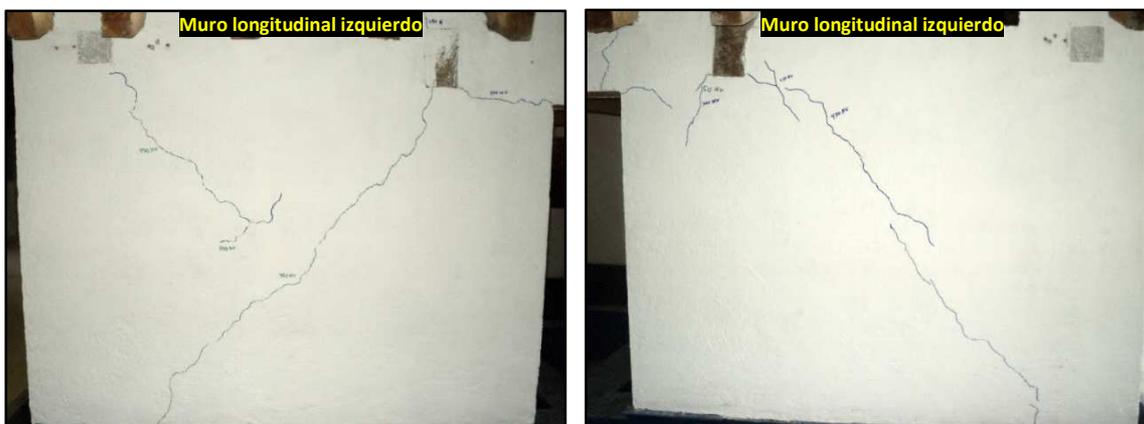


Figura 4.4 Otros daños en el modelo reforzado (MOD2) al final del programa de pruebas



Figura 4.5 Otros daños en el modelo reforzado (MOD2) al final del programa de pruebas

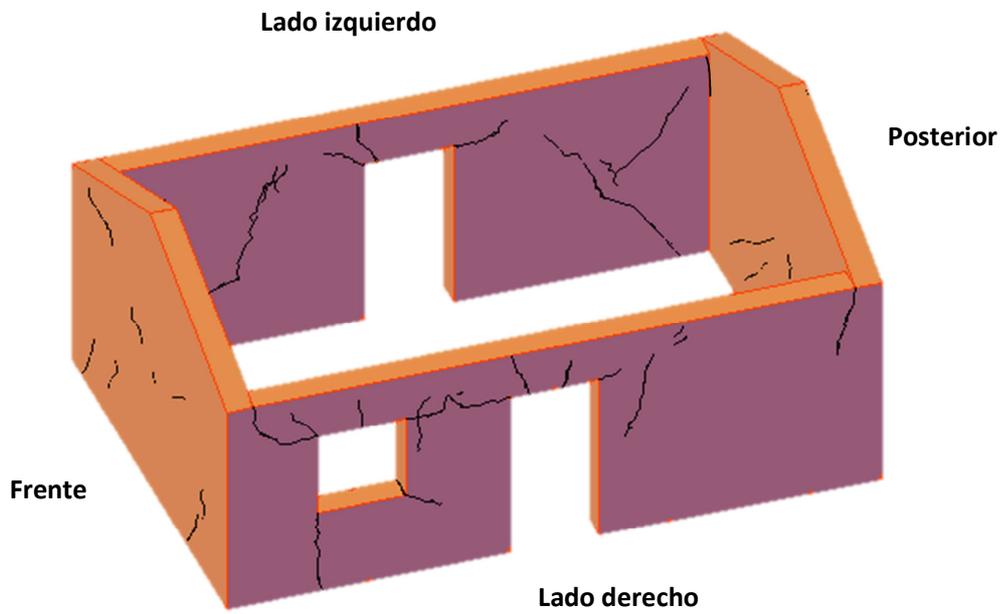


Figura 4.6 Patrón de grietas principales al final del programa de pruebas del modelo reforzado

4.2 Aceleraciones

Las aceleraciones registradas en los diversos puntos del modelo permitieron obtener algunas de sus principales propiedades dinámicas; previo a esto, las aceleraciones capturadas fueron filtradas con ayuda del programa DEGTRA (Ordaz y Montoya, 1991), utilizando un filtro paso alta de 2 Hz, para eliminar frecuencias producidas por el funcionamiento de la mesa vibradora, además dichas aceleraciones fueron corregidas en su línea base; de esta manera finalmente los registros de aceleración podían ser analizados. En la figura 4.7, se ilustra la ubicación y nomenclatura de algunos de los puntos que fueron analizados para evaluar las aceleraciones medidas en los muros y techo del modelo.

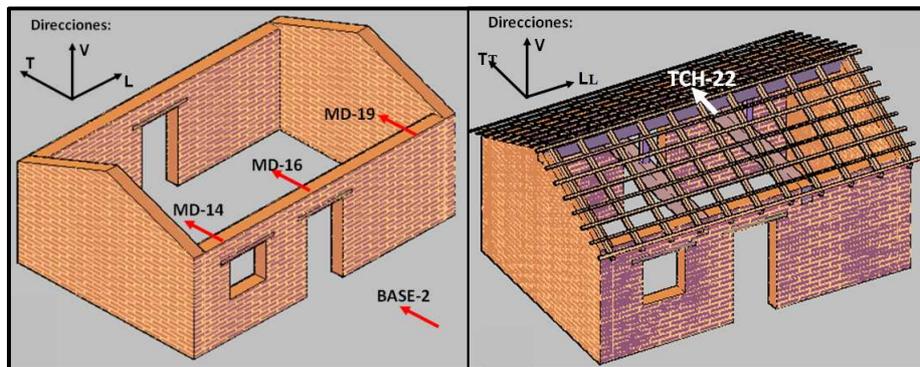


Figura 4.7 Algunos puntos de medición para la aceleración en muro y techo

Los resultados obtenidos de cada uno de los ensayos del modelo sin refuerzo y el reforzado, son los que a continuación se describen.

Modelo sin refuerzo

En la tabla 4.1, se presentan los valores máximos absolutos de aceleración medidos a distintas intensidades del sismo de referencia en muro y techo del modelo sin refuerzo, así como su amplificación respecto a la aceleración medida en la base.

Tabla 4.1 Valores máximos absolutos de aceleración en el modelo sin refuerzo

No. Prueba	Clave	Aceleración (max)					Amplificación de la aceleración con respecto a la base				Daño
		BASE-2	MD-14	MD-16	MD-19	TCH-22	(14/2)	(16/2)	(19/2)	(22/2)	
		(g)	(g)	(g)	(g)	(g)					
1	(1)_M1_RB_H (Inicial)	0.05	0.08	0.16	0.06	0.12	1.5	3.1	1.1	2.3	No se apreció ningún daño en el modelo
3	(3)_M1_25%_H	0.07	0.12	0.42	0.12	0.31	1.6	5.7	1.6	4.2	
4	(4)_M1_25%_HV	0.07	0.11	0.39	0.12	0.30	1.5	5.5	1.7	4.3	
5	(5)_M1_50%_H	0.13	0.18	0.60	0.15	0.50	1.4	4.6	1.1	3.9	
6	(6)_M1_50%_HV	0.15	0.19	0.69	0.16	0.56	1.3	4.5	1.1	3.7	Primeras fisuras visibles en esquinas de puertas y ventana
7	(7)_M1_75%_H	0.21	0.31	0.92	0.23	0.80	1.5	4.5	1.1	3.9	Las grietas se acentuaron más en las zonas ya identificadas y se apreciaron grietas verticales en las esquinas
8	(8)_M1_100%_H	0.28	0.37	1.11	0.35	0.89	1.3	4.0	1.3	3.2	
9	(9)_M1_100%_HV	0.25	0.48	1.18	0.33	0.95	1.9	4.7	1.3	3.8	Propagación de grietas inclinadas sobre muros longitudinales así como agrietamientos en cumbrera
10	(10)_M1_150%_H	0.37	0.80	2.22	0.44	1.56	2.2	6.0	1.2	4.2	
11	(11)_M1_200%_H	0.47	0.75	2.52	0.55	1.91	1.6	5.4	1.2	4.1	
12	(12)_M1_200%_HV	0.46	0.87	2.14	0.64	2.40	1.9	4.6	1.4	5.2	
13	(13)_M1_RB_H (FINAL)	0.04	0.08	0.11	0.06	0.08	2.2	3.0	1.6	2.1	

Al graficar las aceleraciones medidas en el modelo simple, se observa que las aceleraciones en los puntos extremos (MD-14 y 19) son diferentes de la aceleración registrada al centro del muro (MD-16), en este último punto se registran las máximas aceleraciones, con amplificaciones de 3 hasta 6 veces más de la aceleración que se registra en la base, y en los extremos se registraron amplificaciones de aceleración de 1.1 hasta 2.2 veces. Estos niveles de amplificación de aceleración alcanzados, demuestran que el modelo sí fue excitado por el sismo al que fue sometido. Cuando el modelo es probado únicamente en la componente horizontal del sismo, la parte central del muro se excita en un rango de 15 a 43% más que el techo y sólo en la última prueba de ensaye con intensidad del 200% del sismo en la componente horizontal y vertical simultánea, el techo se excita 13% más que el muro (Figura 4.8). Esta disminución de aceleración en el muro, sugiere que el elemento estructural se encuentra en un estado de daño considerable, ya que mientras la aceleración disminuye el desplazamiento aumenta, esto se corroborará al evaluar los desplazamientos medidos en el modelo sin refuerzo.

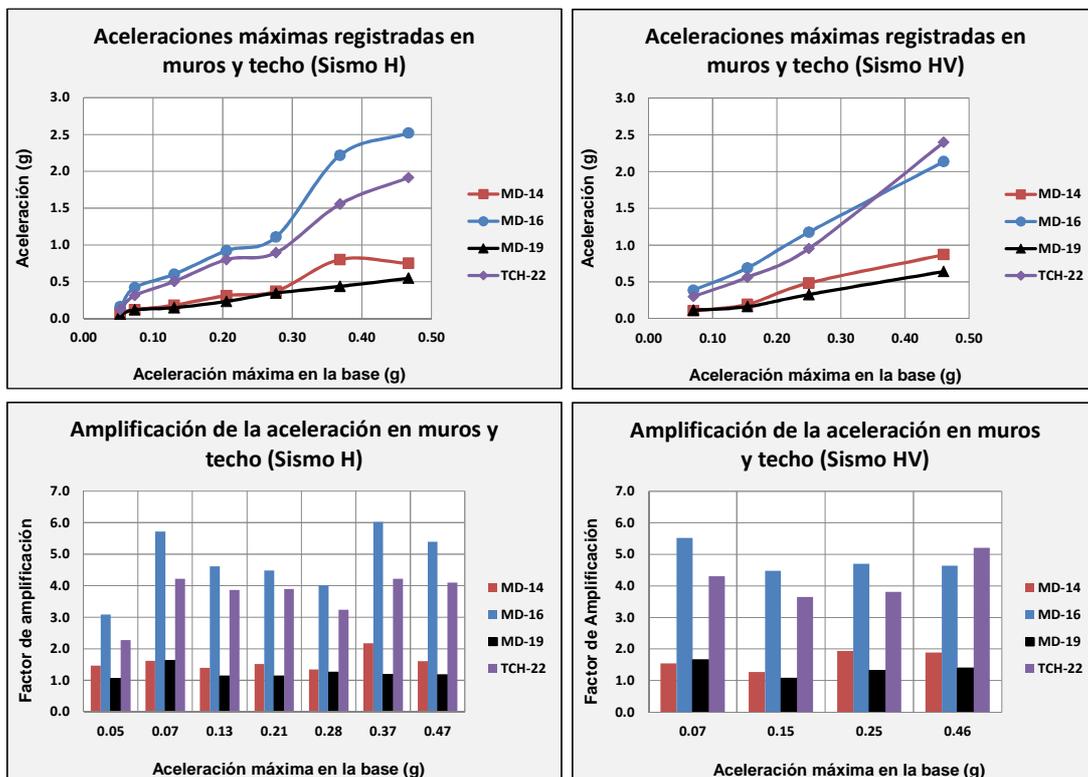


Figura 4.8 Aceleraciones máximas registradas en muros y techo del modelo sin refuerzo y su amplificación respecto a la aceleración medida en la base

Modelo reforzado

En la tabla 4.2, se presentan los valores máximos absolutos de aceleración medidos a distintas intensidades del sismo de referencia en muro y techo del modelo reforzado, así como su amplificación respecto a la aceleración medida en la base.

Tabla 4.2 Valores máximos absolutos de aceleración en el modelo reforzado

No. Prueba	Clave	Aceleración máxima					Amplificación de la aceleración con respecto a la base				Daño
		BASE-2 (g)	MD-14 (g)	MD-16 (g)	MD-19 (g)	TCH-22 (g)	(14/2)	(16/2)	(19/2)	(22/2)	
1	(1)_M2_RB_H_(Inicial)	0.05	0.06	0.14	0.05	0.14	1.1	2.6	0.9	2.6	No se apreció ningún daño en el modelo
3	(3)_M2_25%_H	0.08	0.09	0.21	0.09	0.19	1.1	2.5	1.1	2.3	
4	(4)_M2_25%_HV	0.09	0.08	0.21	0.08	0.16	0.9	2.4	0.9	1.8	
5	(5)_M2_50%_HV	0.12	0.19	0.34	0.14	0.31	1.6	2.8	1.2	2.6	
6	(6)_M2_100%_HV	0.24	0.37	0.75	0.30	0.61	1.5	3.1	1.2	2.5	
7	(7)_M2_150%_H	0.38	0.55	1.15	0.53	1.00	1.5	3.1	1.4	2.7	Primeras fisuras visibles en esquinas de puertas y ventana
8	(8)_M2_150%_HV	0.43	0.57	1.33	0.56	1.14	1.3	3.1	1.3	2.7	
9	(9)_M2_200%_H	0.49	0.73	1.81	0.79	1.52	1.5	3.7	1.6	3.1	Prolongación de grietas en las zonas ya identificadas
10	(10)_M2_200%_HV	0.51	0.83	2.12	0.78	1.63	1.6	4.2	1.5	3.2	
11	(11)_M2_300%_HV	0.79	1.21	3.11	1.17	2.68	1.5	3.9	1.5	3.4	
12	(12)_M2_450%_HV	1.23	1.67	4.76	1.62	3.30	1.4	3.9	1.3	2.7	Grietas verticales en esquinas y grietas inclinadas sobre muros
13	(13)_M2_RB_H_(FINAL)	0.05	0.07	0.18	0.06	0.17	1.5	3.9	1.3	3.8	

En el modelo reforzado, el comportamiento de las aceleraciones muestra que en los extremos del muro (MD-14 y 19) las aceleraciones registradas son muy similares en todas las pruebas. Esto se debe a que el refuerzo provoca en el modelo un comportamiento de cuerpo rígido en esas partes. Las máximas aceleraciones se presentan al centro del muro (MD-16) y se excita en un rango de 9 a 44% más que el techo (TCH-22). Además se obtiene una amplificación de la aceleración respecto a la medida en la base de 2.36 a 4.17 en muros y de 1.8 a 3.38 para el techo (Figura 4.9).

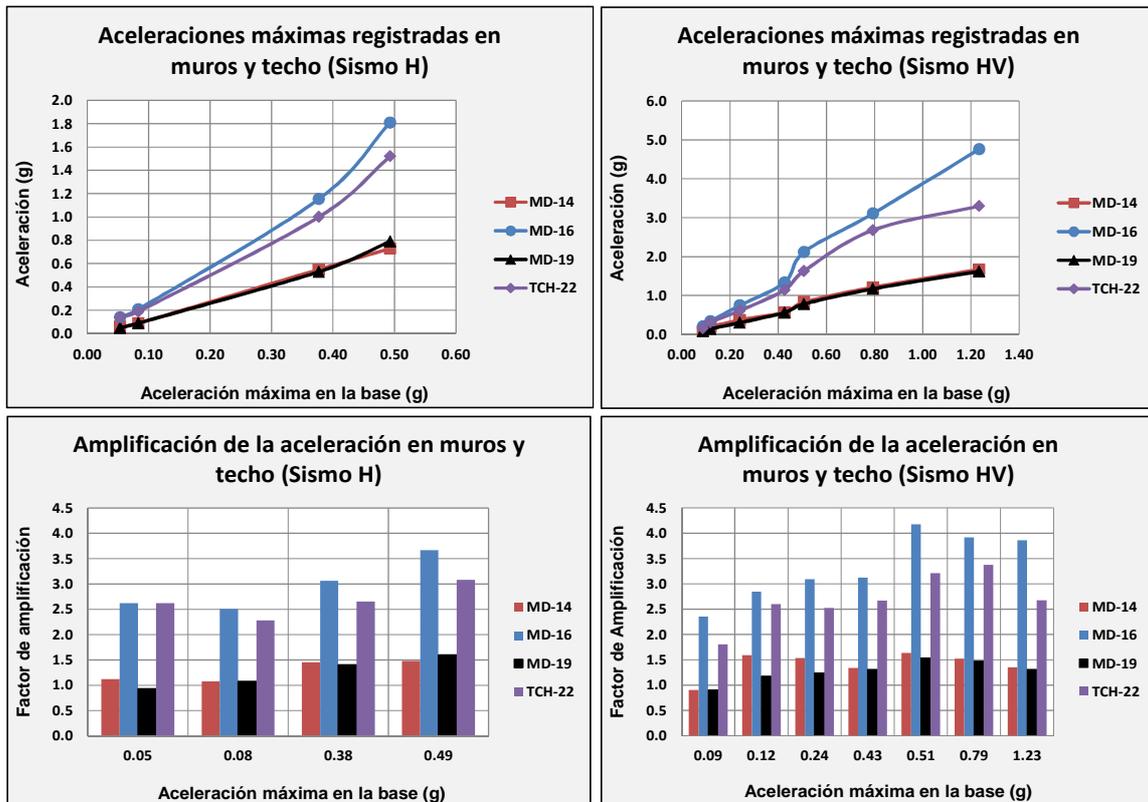


Figura 4.9 Aceleraciones máximas registradas en muros y techo del modelo reforzado y su amplificación respecto a la aceleración medida en la base

4.3 Desplazamientos

En la figura 4.10 se muestran los puntos donde se midieron los desplazamientos relativos en muros longitudinales.

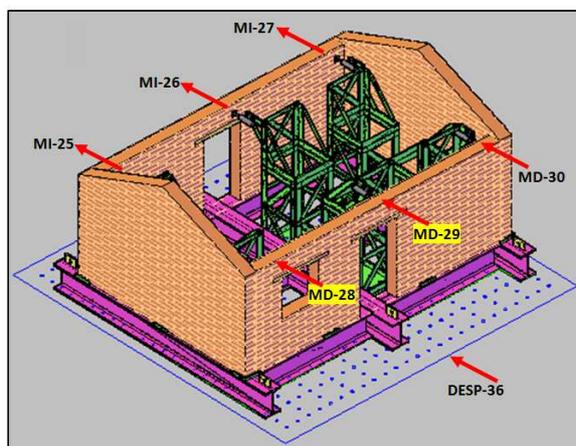


Figura 4.10 Puntos de medición para registrar los desplazamientos relativos en muros

Los desplazamientos para el modelo sin refuerzo y reforzado, fueron medidos a una altura del muro de 1,210 mm, ubicado en el extremo superior (Figura 4.7), con el objetivo de poder medir el desplazamiento máximo. La respuesta en desplazamiento medida durante el programa de pruebas ejecutado se describe a continuación.

Modelo sin refuerzo

Los valores máximos relativos de desplazamiento y sus respectivas distorsiones se enlistan en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Valores máximos relativos de desplazamiento y distorsiones en el modelo sin refuerzo

No. Prueba	Clave	Desplazamientos máximos relativos							Distorsiones máximas						Daño
		DESP-36 (mm)	MI-25 (mm)	MI-26 (mm)	MI-27 (mm)	MD-28 (mm)	MD-29 (mm)	MD-30 (mm)	MI-25 (%)	MI-26 (%)	MI-27 (%)	MD-28 (%)	MD-29 (%)	MD-30 (%)	
1	(1)_M1_RB_H_(Inicial)	2.83	0.13	0.35	0.12	0.12	0.36	0.11	0.01	0.03	0.01	0.01	0.03	0.01	
3	(3)_M1_25%_H	5.34	0.37	1.26	0.34	0.28	1.26	0.31	0.03	0.10	0.03	0.02	0.10	0.03	No se apreció ningún daño en el modelo
4	(4)_M1_25%_HV	5.39	0.37	1.26	0.35	0.29	1.26	0.30	0.03	0.10	0.03	0.02	0.10	0.02	
5	(5)_M1_50%_H	10.7	0.79	2.65	0.69	0.60	2.68	0.63	0.07	0.22	0.06	0.05	0.22	0.05	Primeras fisuras visibles en esquinas de puertas y ventana
6	(6)_M1_50%_HV	10.69	0.86	2.89	0.74	0.64	2.93	0.66	0.07	0.24	0.06	0.05	0.24	0.05	
7	(7)_M1_75%_H	16.14	1.42	4.31	1.09	1.07	4.39	0.99	0.12	0.36	0.09	0.09	0.36	0.08	Las grietas se acentuaron más en las zonas ya identificadas y se apreciaron grietas verticales en las esquinas
8	(8)_M1_100%_H	21.66	2.05	6.12	1.71	1.61	6.24	1.59	0.17	0.51	0.14	0.13	0.52	0.13	
9	(9)_M1_100%_HV	22.37	2.03	5.91	1.64	1.61	6.18	1.53	0.17	0.49	0.14	0.13	0.51	0.13	
10	(10)_M1_150%_H	32.38	5.56	12.97	3.13	4.26	14.61	2.89	0.46	1.07	0.26	0.35	1.21	0.24	
11	(11)_M1_200%_H	43.13	10.57	23.56	4.84	8.93	25.06	4.43	0.87	1.95	0.40	0.74	2.07	0.37	Propagación de grietas inclinadas sobre muros longitudinales así como agrietamientos en cumbrera
12	(12)_M1_200%_HV	43.09	14.69	25.15	4.53	14.45	25.18	4.84	1.21	2.08	0.37	1.19	2.08	0.40	
13	(13)_M1_RB_H_(FINAL)	2.13	0.23	0.46	0.14	0.14	0.48	0.17	0.02	0.04	0.01	0.01	0.04	0.01	

Los desplazamientos medidos en los extremos del muro (MD-28 y 30) son muy similares hasta una intensidad del 100% del movimiento en su componente horizontal, y en las

últimas dos pruebas del 150 y 200% del sismo, se presentan diferencias de desplazamiento del orden de 50 y 100% respectivamente. Esto significa que a estas intensidades de sismo, la zona de muro alrededor del punto MD-28, se agrietó más con respecto a la zona ubicada en el punto MD-30, presentando distinto nivel daño entre dichas zonas. Los mayores desplazamientos se obtienen al centro del muro, con un valor de 25.18 mm (2.08% de distorsión) y se observa que conforme aumenta la aceleración en la base, los desplazamientos crecen con mayor valor para las últimas dos pruebas. Recordemos que al medir las aceleraciones en estos puntos, en el último ensaye (200% del sismo HV), la aceleración disminuía, y aquí se observa que el desplazamiento crece, es decir, mientras la aceleración disminuye el desplazamiento aumenta. Esto significa que el daño ya es considerable, dado que con un menor nivel de aceleración el desplazamiento aumenta mucho más que en la prueba precedente. Al comparar los desplazamientos del centro del muro bajo el sismo en su componente horizontal y ante la acción de sus dos componentes simultáneas, se observa que las distorsiones son similares (Figura 4.11). La variación de desplazamientos en los tres puntos del muro, denota que el sistema de techo no se comportó como un diafragma rígido y por lo tanto no controla de forma uniforme los desplazamientos en toda la longitud del muro.

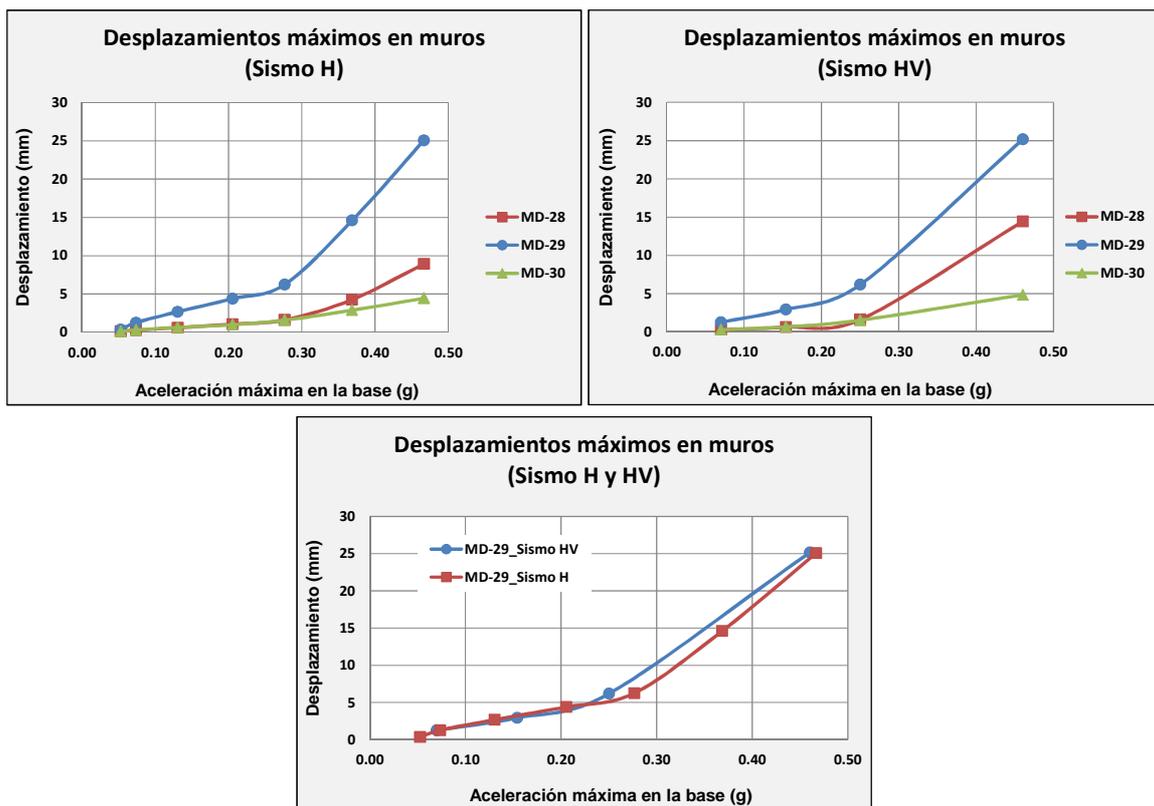


Figura 4.11 Desplazamiento máximos relativos en muros del modelo sin refuerzo

Modelo reforzado

En el modelo reforzado, los desplazamientos medidos en los extremos del muro (MD-28 y 30) muestran una menor diferencia entre estos puntos, la más notable es de 23% y se presenta en la última prueba de 450% del movimiento en sus dos componentes simultáneas (Sismo HV), es decir, el reforzamiento rigidizó de forma más uniforme estas zonas. Los desplazamientos máximos se obtuvieron al centro del muro (MD-29), con 6.49 mm, lo que representa un 0.54% de distorsión. Se aprecia que no existen diferencias notables de desplazamiento cuando se aplica únicamente el sismo en su componente horizontal o simultáneamente la componente horizontal y vertical (Figura 4.12). Los valores máximos relativos de desplazamiento y sus respectivas distorsiones se enlistan en la tabla 4.4

Tabla 4.4 Valores máximos relativos de desplazamiento y distorsiones en el modelo reforzado

No. Prueba	Clave	Desplazamientos máximos relativos						Distorsiones máximas						Daño	
		DESP-36 (mm)	MI-25 (mm)	MI-26 (mm)	MI-27 (mm)	MD-28 (mm)	MD-29 (mm)	MD-30 (mm)	MI-25 (%)	MI-26 (%)	MI-27 (%)	MD-28 (%)	MD-29 (%)		MD-30 (%)
1	(1)_M2_RB_H_(Inicial)	3.03	0.05	0.08	0.05	0.04	0.09	0.04	0.004	0.007	0.004	0.003	0.007	0.003	No se apreció ningún daño en el modelo
3	(3)_M2_25%_H	5.39	0.04	0.10	0.04	0.03	0.11	0.05	0.003	0.008	0.003	0.002	0.009	0.004	
4	(4)_M2_25%_HV	5.35	0.03	0.10	0.04	0.04	0.10	0.04	0.002	0.008	0.003	0.003	0.008	0.003	
5	(5)_M2_50%_HV	10.69	0.06	0.22	0.06	0.07	0.22	0.06	0.005	0.018	0.005	0.006	0.018	0.005	Primeras fisuras visibles en esquinas de puertas y ventana
6	(6)_M2_100%_HV	21.85	0.16	0.51	0.15	0.16	0.52	0.17	0.013	0.042	0.012	0.013	0.043	0.014	
7	(7)_M2_150%_H	32.69	0.31	0.91	0.29	0.32	0.93	0.26	0.026	0.075	0.024	0.026	0.077	0.021	
8	(8)_M2_150%_HV	32.65	0.34	1.03	0.31	0.34	1.06	0.31	0.028	0.085	0.026	0.028	0.088	0.026	Prolongación de grietas en las zonas ya identificadas
9	(9)_M2_200%_H	43.57	0.59	1.54	0.54	0.57	1.61	0.51	0.049	0.127	0.045	0.047	0.133	0.042	
10	(10)_M2_200%_HV	43.72	0.60	1.75	0.58	0.58	1.85	0.55	0.050	0.145	0.048	0.048	0.153	0.045	
11	(11)_M2_300%_HV	65.52	1.05	2.87	1.04	0.92	2.86	0.97	0.087	0.237	0.086	0.076	0.236	0.080	Grietas verticales en esquinas y grietas inclinadas sobre muros
12	(12)_M2_450%_HV	-	2.68	6.49	3.43	2.59	6.49	3.19	0.221	0.536	0.283	0.214	0.536	0.264	
13	(13)_M2_RB_H_(FINAL)	-	0.09	0.24	0.08	0.07	0.24	0.08	0.007	0.020	0.007	0.006	0.020	0.007	

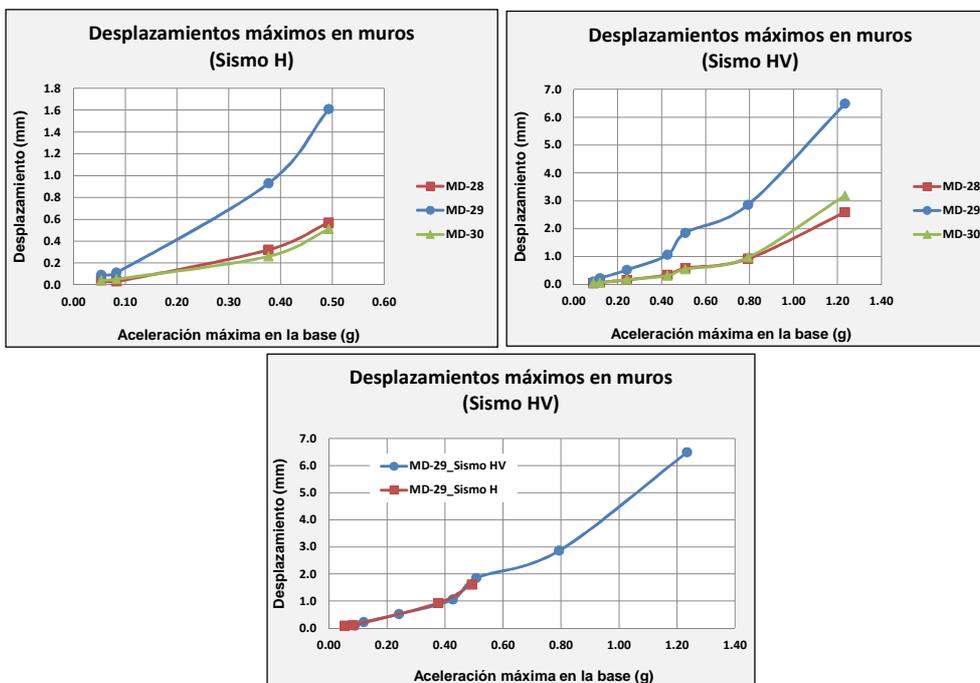


Figura 4.12 Desplazamiento máximos relativos en muros del modelo reforzado

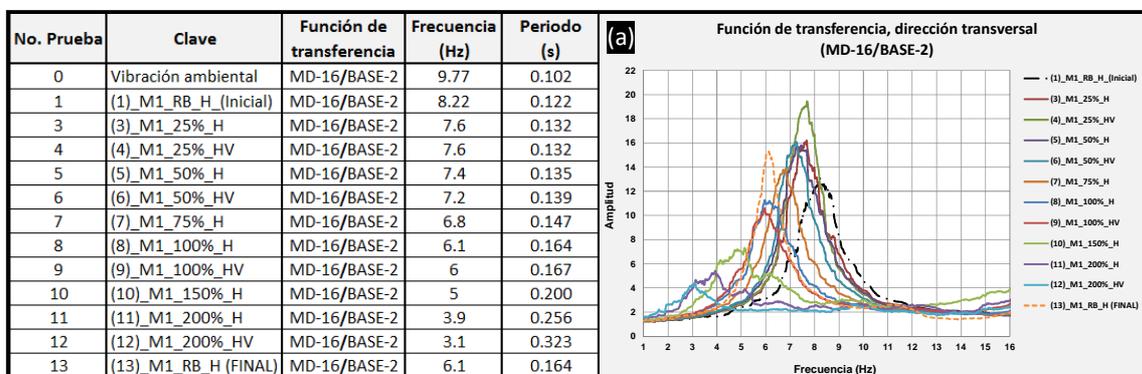
4.4 Periodo fundamental

El periodo fundamental de vibrar representa una de las propiedades dinámicas más importantes del comportamiento sísmico de una estructura. Conocer su valor en un estado sin daño y con daño, es decir, la variación de este parámetro tras haber sido sujeta a fuerzas externas, permite conocer de una forma indirecta el nivel de daño que ésta ha experimentado. Para obtener dicho parámetro, se utilizaron los registros de aceleración ubicados al centro del modelo y el ubicado sobre la plataforma de la mesa vibradora, se calcularon sus respectivos espectros de Fourier y el cociente espectral de la señal en el modelo entre la señal de la base. Con esto se obtuvo lo que se conoce como función de transferencia. De ésta se identificó la frecuencia fundamental del modelo, cuya característica principal es la frecuencia de mayor amplitud dentro del espectro.

Modelo sin refuerzo

En la tabla 4.5 se enlistan las frecuencias y periodos fundamentales de vibrar identificados para la dirección transversal del modelo sin refuerzo en cada uno de los ensayos realizados y los espectros de las funciones de transferencia (a). En esta tabla se agregó el periodo de vibrar obtenido en la prueba de vibración ambiental, cuyo valor resultó de 0.102 segundos, que comparado con los 0.122 segundos obtenidos después de haber aplicado una señal de ruido blanco, indica una diferencia de 19% entre estas dos pruebas. Esta variación si bien es considerable, no significa que el modelo haya sido dañado durante el ensaye con una señal de ruido blanco, ya que después de cada ensaye se inspeccionaba el modelo, y después de haber aplicado la señal de ruido blanco no se apreció ningún daño. Más bien este incremento del período fundamental de vibrar en el modelo se atribuye a una compactación y reacomodo interno en las juntas del mortero de adobe, ocasionado durante el traslado del modelo a la mesa vibradora y posteriormente, la aplicación de la señal de ruido blanco.

Tabla 4.5 Periodos fundamentales de vibrar en la dirección transversal de los ensayos realizados y sus respectivas funciones de transferencia (a) del modelo sin refuerzo



En las funciones de transferencia calculadas (Figura derecha de la Tabla 4.5), se ilustra una clara identificación de la frecuencia fundamental de cada ensayo, y para un ancho de banda de frecuencia amplio (3-16 Hz) no se identifica la participación de un segundo modo de vibrar. Además se aprecia que a medida que se aumenta la intensidad del sismo, la frecuencia disminuye como consecuencia del daño acumulado en el modelo.

Al graficar los periodos de vibrar obtenidos contra la aceleración máxima registrada en la base, el comportamiento es inverso al de las frecuencias, el periodo de vibrar aumenta conforme se aumenta la aceleración en su base, es decir, a medida que la intensidad del sismo aumenta el modelo se va haciendo más flexible, incluso desde niveles bajos de aceleración.

Resulta difícil establecer una etapa de comportamiento lineal, el modelo sin refuerzo es débil y llega a alcanzar un periodo de vibrar en la dirección transversal de 0.32 s al final del programa de pruebas, que representa un incremento de 2.5 veces mayor que el inicial. Lo anterior, tomando como periodo inicial igual a 0.13 s, obtenido al 25% del sismo HV. Sólo después del 100% del sismo en sus dos componentes simultáneas, se aprecia que el período resulta hasta un 26% mayor que cuando únicamente se aplica la componente horizontal (Figura 4.13).

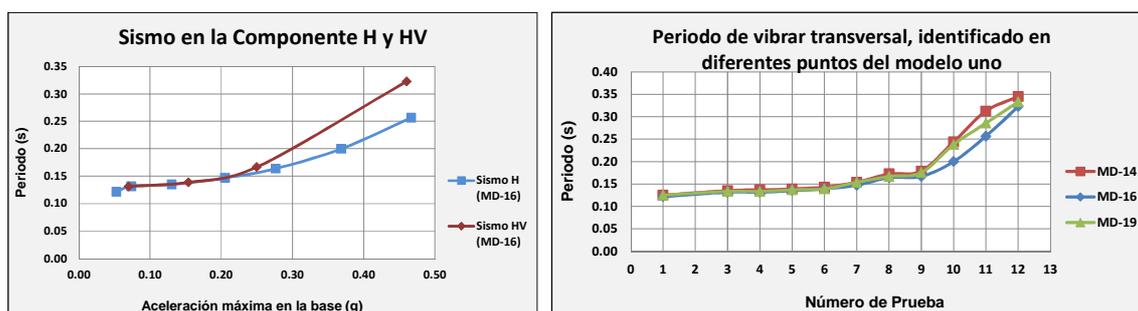


Figura 4.13 Variación de los periodos fundamentales de vibrar en dirección transversal del modelo sin refuerzo

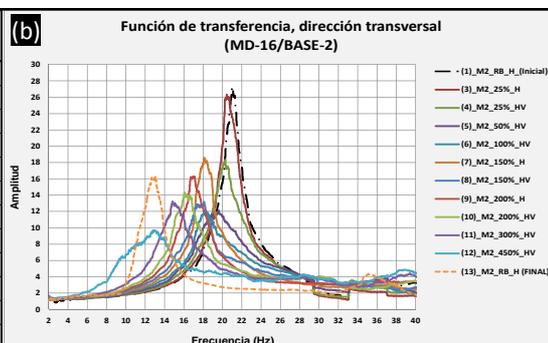
Modelo reforzado

En este modelo no fue posible realizar pruebas de vibración ambiental debido a que estaban fuera de servicio los servo acelerómetros y el sistema de adquisición y procesamiento de datos utilizados para este tipo de pruebas.

En la tabla 4.6 se enlistan los periodos fundamentales de vibrar en su dirección transversal para cada una de las pruebas ejecutadas y los espectros de las funciones de transferencia (Figura derecha de la Tabla 4.6), de donde se identificaron las frecuencias fundamentales del modelo. Además se observó que para un ancho de banda de frecuencias amplio (10-35 Hz), no se detecta la participación de un segundo modo de vibrar.

Tabla 4.6 Periodos fundamentales de vibrar en la dirección transversal de los ensayos realizados y sus respectivas funciones de transferencia (b) del modelo reforzado

No. Prueba	Clave	Función de transferencia	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	(1)_M2_RB_H (Inicial)	MD-16/BASE-2	21	0.048
3	(3)_M2_25%_H	MD-16/BASE-2	20.5	0.049
4	(4)_M2_25%_HV	MD-16/BASE-2	20.3	0.049
5	(5)_M2_50%_HV	MD-16/BASE-2	19.6	0.051
6	(6)_M2_100%_HV	MD-16/BASE-2	18.3	0.055
7	(7)_M2_150%_H	MD-16/BASE-2	18.1	0.055
8	(8)_M2_150%_HV	MD-16/BASE-2	17.8	0.056
9	(9)_M2_200%_H	MD-16/BASE-2	16.9	0.059
10	(10)_M2_200%_HV	MD-16/BASE-2	16.3	0.061
11	(11)_M2_300%_HV	MD-16/BASE-2	14.9	0.067
12	(12)_M2_450%_HV	MD-16/BASE-2	12.9	0.078
13	(13)_M2_RB_H (FINAL)	MD-16/BASE-2	12.9	0.078



El período inicial transversal fue de 0.048 s, y aplicándole una excitación de ruido blanco el período obtenido fue de 0.049 s. Esta variación representa un incremento del 2%. Es notable que la participación del refuerzo hace que el modelo experimente, de forma sutil, la compactación interna de las juntas de adobe ante niveles de aceleración bajos. Este es un comportamiento característico identificado en este tipo de mampostería.

Aun ante niveles de aceleración altos, el aumento del periodo es mucho menor que el experimentado en el modelo sin refuerzo, lo cual es coherente si se relaciona con el nivel de daño alcanzado, ya que en el modelo reforzado los muros experimentaron menor daño. A medida que se aumentaba la aceleración en la base del modelo durante cada ensayo, en la gráfica de la figura 4.11 se observa que el periodo de vibrar tiende a aumentar de forma casi lineal, lo cual refleja que el nivel de daño fue moderado, y por lo tanto el refuerzo es eficiente. El periodo final del modelo reforzado fue de 0.078 s, esto representa un incremento máximo de 62.8% con respecto al periodo de vibrar inicial (estado sin daño). Por último, no se aprecia una diferencia considerable en el periodo de vibrar cuando se aplica un movimiento en las dos componentes (Sismo HV) o cuando actúa únicamente la componente horizontal (Figura 4.14).

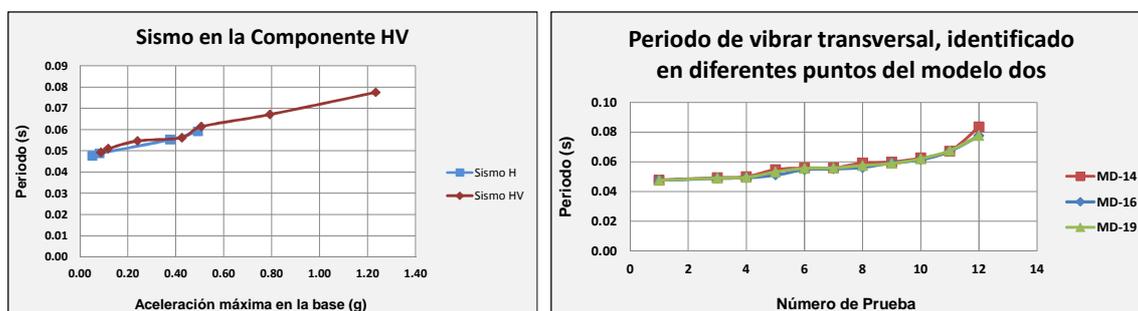


Figura 4.14 Variación de los periodos fundamentales de vibrar en dirección transversal del modelo reforzado

4.5 Porcentaje de amortiguamiento crítico

Otro de los parámetros importantes del comportamiento sísmico de una estructura, es el porcentaje de amortiguamiento crítico, cuyo aumento refleja una medida del grado de disipación de energía que desarrolla a través de la fricción entre superficies de contacto de las grietas, producto de un daño ocasionado por fuerzas estáticas o dinámicas.

Para calcular el porcentaje de amortiguamiento crítico se utilizó el método propuesto por Rinawi y Clough (1992), el cual se basa en reproducir de manera aproximada una función de transferencia con una amplitud bien definida, correspondiente a una frecuencia identificada del sistema estructural en estudio, y considerando que tiene una respuesta de un oscilador de un grado de libertad como:

$$\ddot{y} + 2\omega_n \xi \dot{y} + \omega_n^2 y = P_n e^{i\Omega t} \quad \text{Ec. (4.1)}$$

En donde ω_n , ξ y P_n son la frecuencia, el porcentaje de amortiguamiento crítico y el factor de participación para un modo particular de la estructura. Para la frecuencia inicial dada Ω_k , el estado estacionario de la amplitud de la respuesta “y” está dado por:

$$A_k = \frac{P_n}{\sqrt{(\omega_n^2 - \Omega_k^2)^2 + (2\omega_n \xi \Omega_k)^2}} = \frac{P_n}{D_k} \quad \text{Ec. (4.2)}$$

Los parámetros desconocidos en la ecuación anterior son ω_n , ξ y P_n . La ecuación 4.2 se puede escribir como:

$$A_k^2 D_k^2 - P_n^2 = 0 \quad \text{Ec. (4.3)}$$

Si se multiplica toda la ecuación anterior por A_k :

$$A_k^3 D_k^2 - A_k P_n^2 = 0 \quad \text{Ec. (4.4)}$$

Sustituyendo D_k de la ecuación 4.2, se tiene lo siguiente:

$$A_k^3 x_1 - A_k^3 \Omega_k^2 x_2 - A_k x_3 = -A_k^3 \Omega_k^4 \quad \text{Ec. (4.5)}$$

Dónde:

$$\begin{aligned} x_1 &= \omega_n^4 \\ x_2 &= 4\xi^2 \omega_n^2 - 2\omega_n^2 \\ x_3 &= P_n^2 \end{aligned}$$

Para un conjunto de frecuencias Ω_k , $k=1$ hasta N , la ecuación 4.5 puede escribirse como:

$$\begin{pmatrix} A_1^3 & A_1^3 \Omega_1^2 & -A_1 \\ A_2^3 & A_2^3 \Omega_2^2 & -A_2 \\ A_3^3 & A_3^3 \Omega_3^2 & -A_3 \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ A_N^3 & A_N^3 \Omega_N^2 & -A_N \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -A_1^3 \Omega_1^4 \\ -A_2^3 \Omega_2^4 \\ -A_3^3 \Omega_3^4 \\ \cdot \\ \cdot \\ -A_N^3 \Omega_N^4 \end{pmatrix}$$

Como esta ecuación es de la forma $AX=B$, la solución es de la forma $A^T Ax = A^T B$, que puede simplificarse como sigue:

$$\begin{pmatrix} \sum_{k=1}^N A_k^6 & \sum_{k=1}^N A_k^6 \Omega_k^2 & -\sum_{k=1}^N A_k^4 \\ \sum_{k=1}^N A_k^6 \Omega_k^2 & \sum_{k=1}^N A_k^6 \Omega_k^4 & -\sum_{k=1}^N A_k^4 \Omega_k^2 \\ -\sum_{k=1}^N A_k^4 & -\sum_{k=1}^N A_k^4 \Omega_k^2 & \sum_{k=1}^N A_k^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\sum_{k=1}^N A_k^6 \Omega_k^4 \\ -\sum_{k=1}^N A_k^6 \Omega_k^6 \\ \sum_{k=1}^N A_k^4 \Omega_k^4 \end{pmatrix}$$

Cuando el sistema de ecuaciones anterior es resuelto, finalmente los parámetros modales pueden calcularse con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \omega_n &= (x_1)^{1/4} \\ \xi_n &= \sqrt{\frac{x_2}{4\omega_n^2} + \frac{1}{2}} \\ P_n &= \sqrt{x_3} \end{aligned}$$

Con el método Rinawi y Clough, se reprodujo las funciones de transferencia calculadas con los registros de aceleración medidos al centro del modelo y en la base, y con dichas funciones de transferencia se calculó el porcentaje de amortiguamiento crítico en cada ensayo realizado.

La función de transferencia analítica converge en la medida en la que se tenga una función de transferencia experimental con una amplitud muy bien definida, si la función de transferencia analítica diverge del resultado experimental, se recomienda realizar el cálculo analítico con un menor ancho de frecuencias de la amplitud correspondiente al modo de vibrar identificado.

Modelo sin refuerzo

A partir de los ensayos del 150% H, las amplitudes de las funciones de transferencia ya no son muy bien definidas, lo que dificulta el cálculo del porcentaje de amortiguamiento crítico y obliga a reducir el ancho de frecuencias que definen la amplitud del modo de vibrar y con esto lograr que las funciones de transferencia analítica se aproxime lo más posible al resultado experimental y con ello finalmente pueda determinarse el porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ_n). En la figura 4.15 se muestran las funciones de transferencia obtenidas experimentalmente y las calculadas con el método de Rinawi y Clough.

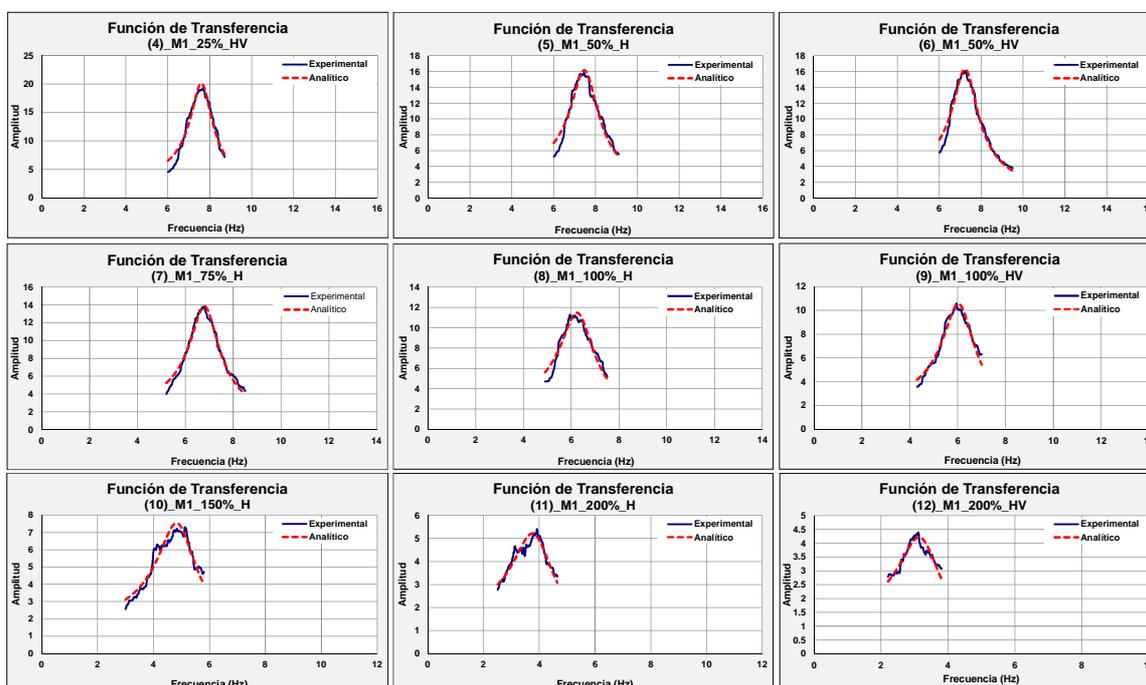


Figura 4.15 Comparación de las funciones de transferencia experimentales contra las analíticas calculadas con el método de Rinawi y Clough, del modelo sin refuerzo

En la tabla 4.7 se presentan los porcentajes de amortiguamiento crítico calculados para cada uno de los ensayos ejecutados. El porcentaje de amortiguamiento crítico resultó de 7.4% para un movimiento del 25% en la componente horizontal. En la figura 4.13 se observa que a medida que la aceleración en la base aumenta, el porcentaje de amortiguamiento crítico crece hasta un 18.8% para la máxima intensidad aplicada de 200% del movimiento en sus dos componentes simultáneas.

Tabla 4.7 Porcentajes de amortiguamiento crítico (ξ_n) del modelo sin refuerzo

SISMO H		EXPERIMENTAL				Analítico (Método de Rinawi y Clough)		
No. Prueba	Clave	Aceleración (max)		Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	ξ_n (%)
		BASE-2 (g)	MD-16 (g)					
1	(1)_M1_RB_H_(Inicial)	0.05	0.16	8.22	0.12	8.27	0.12	7.86
3	(3)_M1_25%_H	0.07	0.42	7.60	0.13	7.69	0.13	7.44
5	(5)_M1_50%_H	0.13	0.60	7.40	0.14	7.52	0.13	8.31
7	(7)_M1_75%_H	0.21	0.92	6.80	0.15	6.84	0.15	8.36
8	(8)_M1_100%_H	0.28	1.11	6.10	0.16	6.31	0.16	10.49
10	(10)_M1_150%_H	0.37	2.22	5.00	0.20	4.92	0.20	13.53
11	(11)_M1_200%_H	0.47	2.52	3.90	0.26	3.89	0.26	18.46

SISMO HV		EXPERIMENTAL				Analítico (Método de Rinawi y Clough)		
No. Prueba	Clave	Aceleración (max)		Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	ξ_n (%)
		BASE-2 (g)	MD-16 (g)					
4	(4)_M1_25%_HV	0.07	0.39	7.60	0.13	7.63	0.13	6.40
6	(6)_M1_50%_HV	0.15	0.69	7.20	0.14	7.27	0.14	7.79
9	(9)_M1_100%_HV	0.25	1.18	6.00	0.17	6.09	0.16	10.38
12	(12)_M1_200%_HV	0.46	2.14	3.10	0.32	3.25	0.31	18.85

Al comparar las curvas de amortiguamiento obtenidas para movimientos aplicados en la componente horizontal (Sismo H) y ante componentes simultáneas (Sismo HV), los amortiguamientos críticos obtenidos son muy similares con diferencias de 1 a 3% (Figura 4.16), el comportamiento de ambas curvas no es lineal y es variable de forma creciente conforme aumenta el nivel de daño.

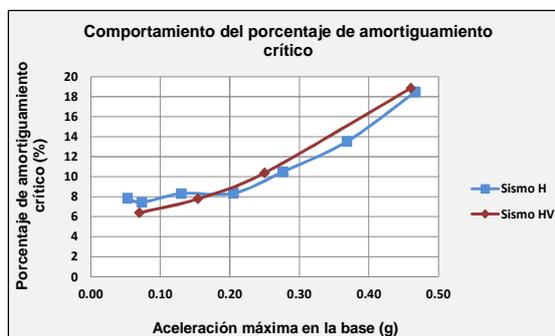


Figura 4.16 Comparación del porcentaje de amortiguamiento crítico ante movimientos horizontales (Sismo H) y simultáneamente horizontales y verticales (Sismo HV) del modelo sin refuerzo

Modelo reforzado

En la figura 4.17 se muestran las funciones de transferencia obtenidas experimentalmente y las calculadas con el método de Rinawi y Clough. De éstas, sólo en la función de transferencia correspondiente al 100% del movimiento HV, se tuvo que reducir notablemente el ancho de frecuencias correspondientes a la amplitud del modo de vibrar identificado para poder calcular el porcentaje de amortiguamiento crítico.

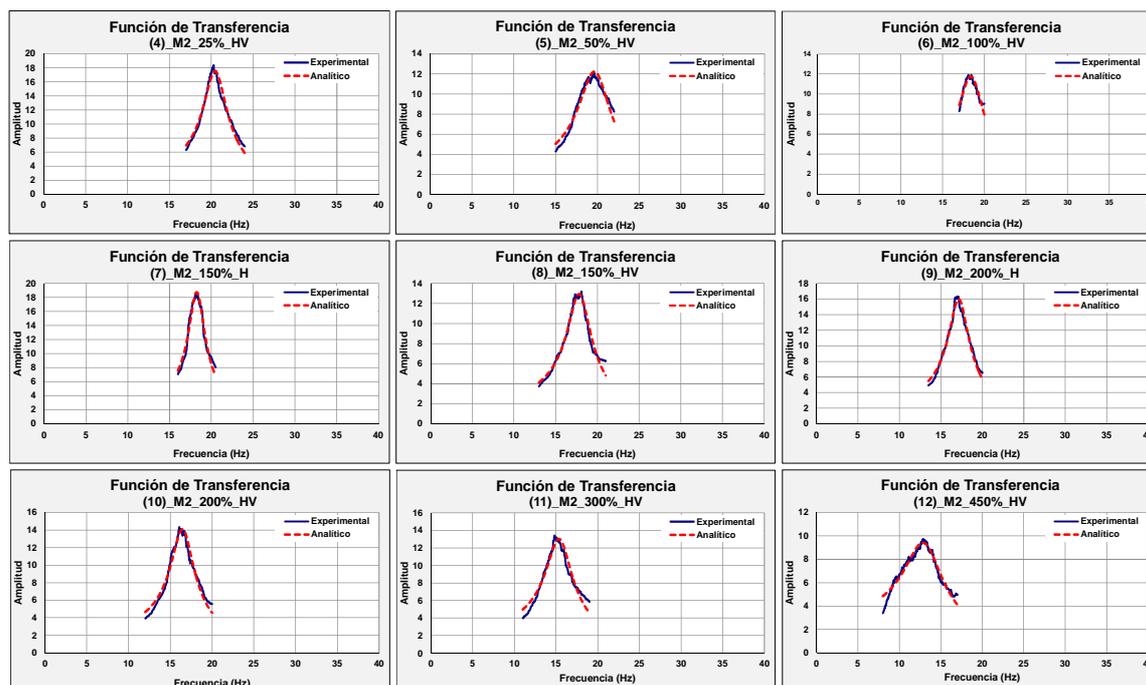


Figura 4.17 Comparación de las funciones de transferencia experimentales contra las analíticas calculadas con el método de Rinawi y Clough, del modelo reforzado

En la tabla 4.8 se presentan los porcentajes de amortiguamiento crítico calculados para cada uno de los ensayos ejecutados. El porcentaje de amortiguamiento crítico inicial resultó de 4.2% para un movimiento del 25% en la componente horizontal y un amortiguamiento crítico del 6.7% para la misma intensidad de movimiento pero aplicando simultáneamente la componente horizontal y vertical. Comparando los amortiguamientos obtenemos una diferencia del 59% entre estas dos pruebas (25% H y 25% HV) de baja intensidad, siendo evidente que durante el ensayo con el movimiento horizontal y vertical simultáneo, resulta mayor, por lo que los resultados de las primeras tres pruebas ante movimientos HV deben tomarse con reserva: 6.6, 7.78 y 8.3 % de amortiguamiento crítico. Los amortiguamientos obtenidos ante movimientos con la componente horizontal resultan ser más coherentes, ya que el refuerzo colocado en el modelo aumenta notablemente su rigidez, lo cual debe reflejarse con una disminución de su amortiguamiento crítico inicial.

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

Tabla 4.8 Porcentajes de amortiguamiento crítico (ξ_n) del modelo reforzado

SISMO H		EXPERIMENTAL				Analítico (Método de Rinawi y Clough)		
No. Prueba	Clave	Aceleración (max)		Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	ξ_n (%)
		BASE-2 (g)	MD-16 (g)					
1	(1)_M2_RB_H_(Inicial)	0.05	0.14	21.00	0.05	21.12	0.05	4.0
3	(3)_M2_25%_H	0.08	0.21	20.50	0.05	20.78	0.05	4.2
7	(7)_M2_150%_H	0.38	1.15	18.10	0.06	18.30	0.05	5.1
9	(9)_M2_200%_H	0.49	1.81	16.90	0.06	17.23	0.06	6.9

SISMO HV		EXPERIMENTAL				Analítico (Método de Rinawi y Clough)		
No. Prueba	Clave	Aceleración (max)		Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	ξ_n (%)
		BASE-2 (g)	MD-16 (g)					
4	(4)_M2_25%_HV	0.09	0.21	20.30	0.05	20.55	0.05	6.7
5	(5)_M2_50%_HV	0.12	0.34	19.60	0.05	19.82	0.05	-
6	(6)_M2_100%_HV	0.24	0.75	18.30	0.05	18.52	0.05	8.3
8	(8)_M2_150%_HV	0.43	1.33	17.80	0.06	17.92	0.06	7.8
10	(10)_M2_200%_HV	0.51	2.12	16.30	0.06	16.56	0.06	8.1
11	(11)_M2_300%_HV	0.79	3.11	14.90	0.07	15.51	0.06	9.9
12	(12)_M2_450%_HV	1.23	4.76	12.90	0.08	13.24	0.08	17.5

En la figura 4.15 se aprecia la variación del amortiguamiento conforme aumenta la aceleración en la base, el porcentaje de amortiguamiento crítico crece hasta niveles de amortiguamiento del orden de 17.5% para la máxima intensidad aplicada de 450% del movimiento en sus dos componentes simultáneas.

Comparando las curvas de amortiguamiento crítico obtenidas para movimientos aplicados en la componente horizontal (Sismo H) y ante componentes simultáneas (Sismo HV), el comportamiento del amortiguamiento crítico no es lineal y es variable de forma creciente conforme aumenta el nivel de daño, que al final del programa de pruebas fue moderado y sin embargo, soportó niveles de aceleración del doble de los que se aplicaron al modelo sin refuerzo (Figura 4.18).

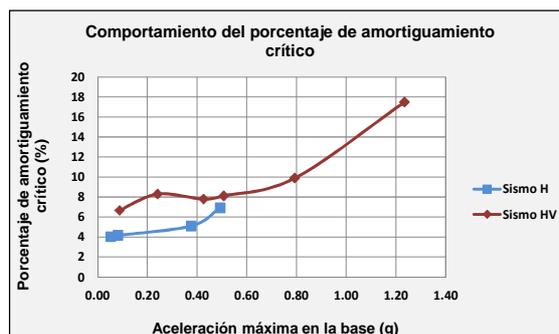


Figura 4.18 Comparación del porcentaje de amortiguamiento crítico ante movimientos horizontales (Sismo H) y simultáneamente horizontales y verticales (Sismo HV) del modelo reforzado

4.6 Comportamiento histerético

Las curvas de histéresis fueron calculadas en términos del cortante basal y de la distorsión medida al centro del modelo; esto permitió evaluar el nivel de fuerzas que se desarrollan en el modelo durante la aplicación de los movimientos en la base. La fuerza actuante fue obtenida como el producto de las aceleraciones (A_{cn}) registradas en la historia del tiempo por su respectiva masa excitada (m_n). Debido al comportamiento observado en el modelo a través de los acelerómetros ubicados en diversos puntos, se detectó que la masa del modelo no se acelera uniformemente, por esta razón, el modelo fue dividido en tres franjas de acuerdo con el número de acelerómetros colocados en el modelo (Figura 4.19); de esta manera, el cortante basal resulta de la sumatoria de todas las fuerzas inerciales desarrolladas en cada franja del modelo (Ecuación 4.8), siendo el cortante basal máximo el valor máximo de dicha sumatoria.

$$F_3 = \sum (m_n \cdot A_{cn})_{(franja\ superior)} \tag{Ec. 4.6}$$

$$V_3 = F_3$$

$$F_2 = \sum (m_n \cdot A_{cn})_{(franja\ intermedia)} \tag{Ec. 4.7}$$

$$V_2 = F_2 + V_3$$

$$V_{basal} = V_2 \tag{Ec. 4.8}$$

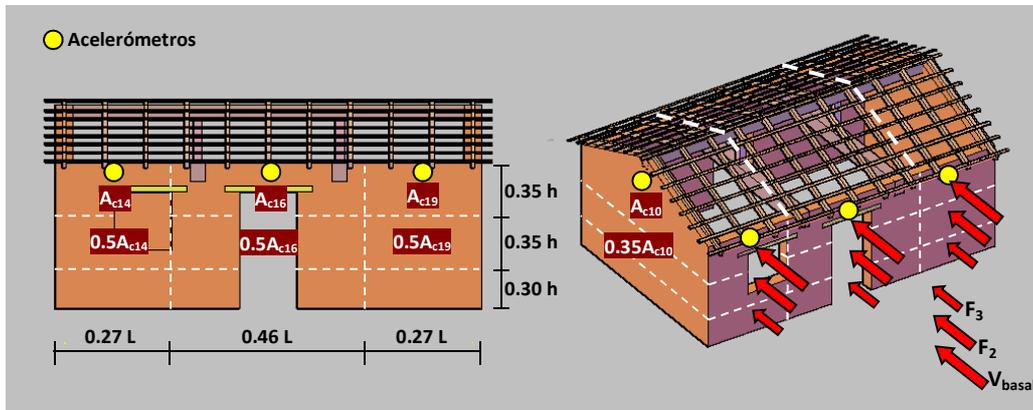


Figura 4.19 Franjas tributarias para estimar la fuerza cortante basal máxima

La variación de las aceleraciones respecto a la altura de los muros longitudinales y transversales, se efectuó con un análisis lineal de elemento finito del modelo. De esta forma, para la franja intermedia se obtuvo el coeficiente de 0.5 de la aceleración superior en un ancho promedio de 0.35 de la altura total del muro longitudinal y 0.35 de la aceleración superior en el muro transversal (Figura 4.19).

La distorsión fue calculada como la relación entre desplazamiento máximo relativo y la altura del muro (1,210 mm). En las Figuras 4.20 y 4.21, se presentan las gráficas de la

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

distorsión obtenida al centro del modelo contra la historia en el tiempo del cortante basal; de esta manera se obtiene el comportamiento histerético de cada ensaye realizado.

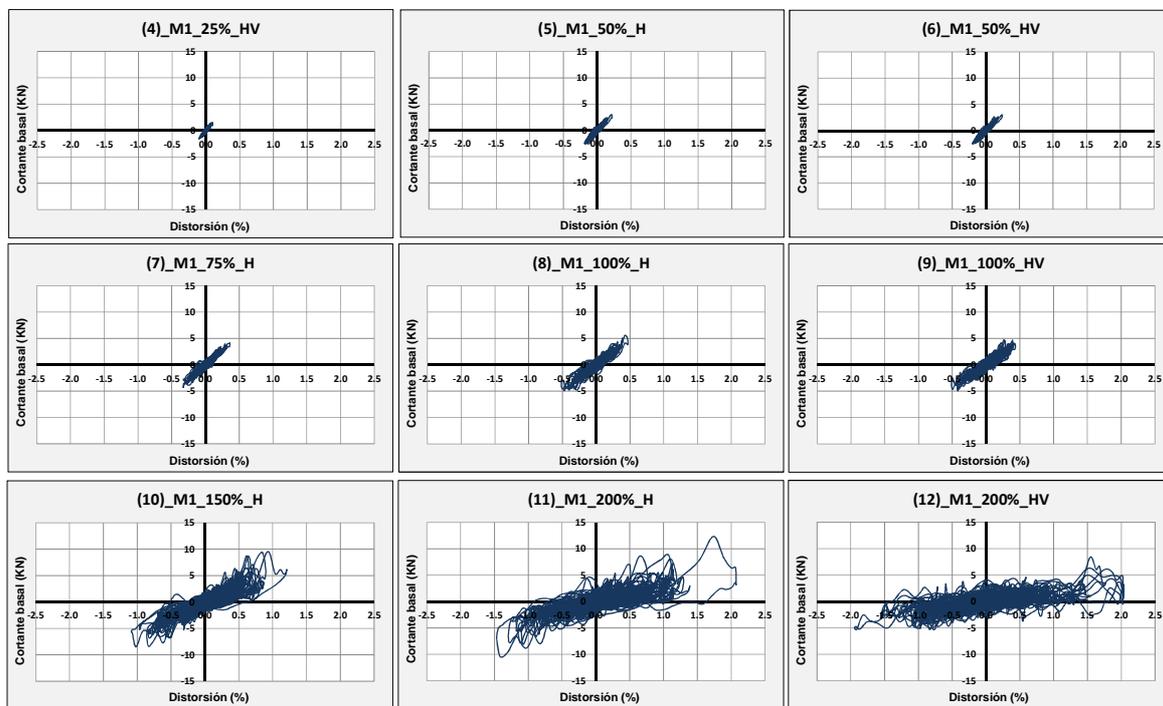


Figura 4.20 Comportamiento histerético del modelo sin refuerzo

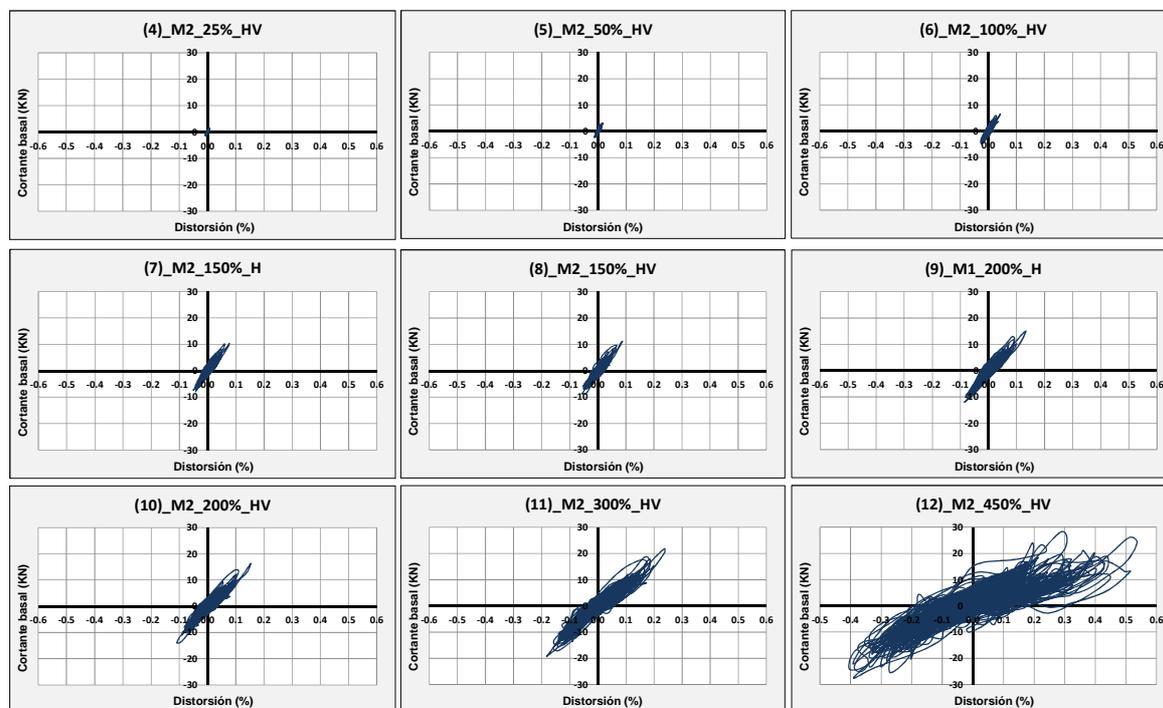


Figura 4.21 Comportamiento histerético del modelo reforzado

En el comportamiento histerético del modelo sin refuerzo, se observa que a intensidades bajas (25% HV) los lazos de las curvas de histéresis son estables, simétricos y cerrados. A partir del ensaye con una intensidad del 75% con la componente horizontal, es más notable que los ciclos histeréticos tiendan a ser más irregulares, abiertos y con una clara disminución de la rigidez conforme se aumenta progresivamente la aceleración en su base, lo cual es coherente con el nivel de daño acumulado en cada etapa de prueba, denotando un comportamiento no lineal, de tal manera, que ante la última prueba con una intensidad del 200% en la dirección horizontal y vertical, la pendiente de los ciclos histeréticos decae considerablemente (Figura 4.17). Esto es un indicio de un severo daño alcanzado por la pérdida gradual de su resistencia. La fuerza cortante máxima resistida fue de 12.3 KN con una distorsión de 2.07% medida al centro del muro longitudinal y ante una aceleración máxima en la base de 0.47 g.

Los lazos de las curvas de histéresis del modelo reforzado se mantienen cerrados hasta niveles bajos de aceleración correspondientes a pruebas de hasta el 50% del movimiento horizontal y vertical. A diferencia del modelo sin refuerzo, en estas pruebas los lazos histeréticos son menos irregulares y no presentan un decaimiento importante de la pendiente; la capacidad de resistencia es mayor y por lo tanto la distorsión medida es menor. En el último ensaye los lazos histeréticos son visiblemente irregulares, inestables y con un ancho de curva mayor, siendo en esta prueba en donde los daños alcanzados son más visibles (Figura 4.18). El refuerzo permitió que se llegará a desarrollar una fuerza cortante basal máxima de 28.1 KN y una distorsión de 0.54% bajo una aceleración máxima en su base de 1.23 g.

En la figura 4.22 se sobreponen los lazos histeréticos de los estados de comportamiento estructural correspondiente a la máxima rigidez alcanzada, inicio del agrietamiento definido a partir del ensaye en donde empezaron a ser visibles los daños y estado último que fue relacionado al máximo cortante basal resistido por el modelo sin refuerzo y reforzado. En estas gráficas se aprecia cómo varía el comportamiento de los lazos histeréticos en función del nivel de distorsión alcanzado, producto de la pérdida de resistencia, rigidez y daño acumulado.

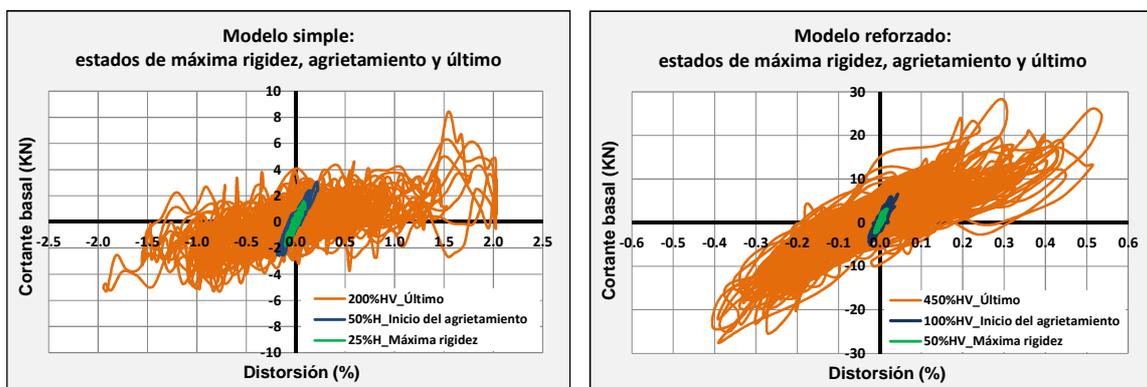


Figura 4.22 Comportamiento histerético para los estados de máxima rigidez, inicio del agrietamiento y último

Al comparar las curvas histeréticas de la última prueba realizada en el modelo sin refuerzo y reforzado, se puede apreciar la diferencia de la capacidad resistente entre ambos modelos. Siendo el modelo reforzado notablemente mayor resistente y rígido, en cambio el modelo sin refuerzo presenta curvas de histéresis con una pendiente mucho menor, niveles de distorsión mayor y baja capacidad resistente (Figura 4.23).

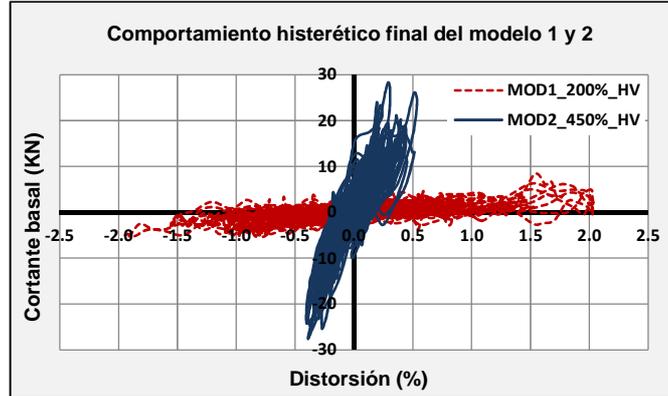
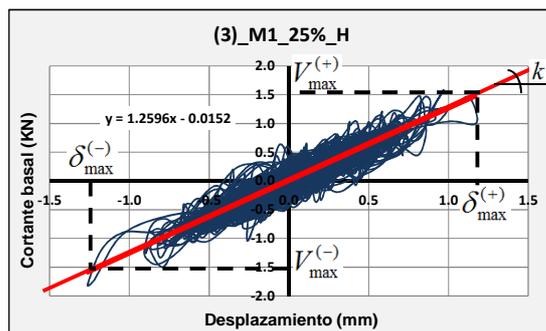


Figura 4.23 Comportamiento histerético final del modelo sin refuerzo (MOD1) y reforzado (MOD2)

4.6.1 Comportamiento de la rigidez y coeficiente del cortante basal

Para evaluar la degradación de la rigidez equivalente, se aplicó el concepto de rigidez de ciclo para las curvas histeréticas cortante basal-desplazamiento. De acuerdo con este concepto, la rigidez se define como la pendiente de la línea secante que une los puntos de cortante y desplazamiento máximo (positivo y negativo) alcanzados durante la prueba, como se ilustra en la figura 4.24.



Rigidez de ciclo:

$$k = \frac{V_{\max}^{(+)} + V_{\max}^{(-)}}{\delta_{\max}^{(+)} + \delta_{\max}^{(-)}}$$

Figura 4.24 Definición de rigidez equivalente

El coeficiente de cortante basal se calculó como la relación del cortante basal máximo entre el peso total del modelo. La masa total del modelo sin refuerzo fue de 29.96 KN (3,055 kg) y la del modelo reforzado 40.38 KN (4,117 kg). En la tabla 4.9 se enlistan los

porcentajes de distorsión máximos, rigideces y coeficientes de cortante basal obtenidos en cada prueba del modelo sin refuerzo.

Tabla 4.9 Distorsiones, rigideces y coeficiente de cortante basal en el modelo sin refuerzo

SISMO H		Aceleración máxima, BASE-2 (g)	Distorsión MD-29 (%)	Rigidez K (KN/mm)	Cortante basal Vo (KN)	Coeficiente de cortante basal Vo/W
No. Prueba	Clave					
		0.0	0.0	0.0	0.0	0
3	(3)_M1_25%_H	0.07	0.10	1.26	1.8	0.06
5	(5)_M1_50%_H	0.13	0.22	1.16	3.0	0.10
7	(7)_M1_75%_H	0.21	0.36	0.93	4.3	0.14
8	(8)_M1_100%_H	0.28	0.52	0.77	5.5	0.18
10	(10)_M1_150%_H	0.37	1.21	0.43	9.6	0.32
11	(11)_M1_200%_H	0.47	2.07	0.23	12.3	0.41

SISMO HV		Aceleración máxima, BASE-2 (g)	Distorsión MD-29 (%)	Rigidez K (KN/mm)	Cortante basal Vo (KN)	Coeficiente de cortante basal Vo/W
No. Prueba	Clave					
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
4	(4)_M1_25%_HV	0.07	0.10	1.22	1.6	0.05
6	(6)_M1_50%_HV	0.15	0.24	1.09	3.0	0.10
9	(9)_M1_100%_HV	0.28	0.51	0.70	4.9	0.16
12	(12)_M1_200%_HV	0.46	2.03	0.12	8.4	0.28

En la figura 4.25 se grafican los resultados de la rigidez equivalente obtenida contra el nivel de distorsión alcanzado y la aceleración registrada en la base del modelo. La máxima rigidez que se presentó fue de 1.26 KN/mm y una distorsión de 0.1% ante una aceleración máxima en la base de 0.07 g. Claramente se observa cómo después del agrietamiento (50 % del movimiento horizontal), la rigidez empieza a decaer incluso antes niveles mínimos de agrietamiento. La mayor pérdida de rigidez se acentúa en las últimas tres pruebas (después del 100% del movimiento horizontal), conforme se incrementa el nivel de aceleración en la base del modelo; el porcentaje de distorsión también aumenta. Es notable que la degradación de la rigidez disminuye rápidamente como consecuencia del nivel de daño alcanzado progresivamente. La rigidez equivalente del modelo sin refuerzo decae hasta un valor de 0.12 KN/mm, lo que representa una reducción del 90.5% de la rigidez inicial.

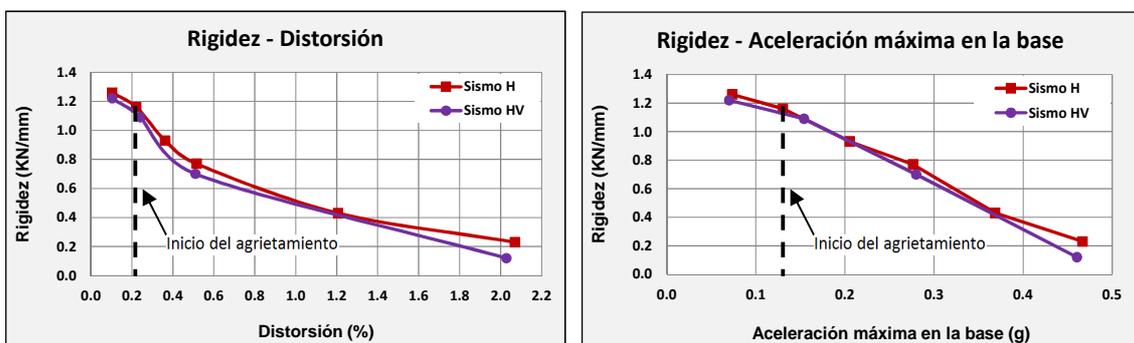


Figura 4.25 Degradación de la rigidez contra distorsiones (Izquierda) y aceleración máxima en la base (Derecha) del modelo sin refuerzo

En la figura 4.26 se muestra el comportamiento del coeficiente de cortante basal y las distorsiones máximas alcanzadas en cada etapa del programa de pruebas del modelo sin refuerzo. Se observa que incluso ante niveles bajos de aceleración, el modelo no exhibe un rango estrictamente lineal sino más bien un comportamiento variable no lineal acompañado de distorsiones elevadas. El coeficiente de cortante basal máximo fue de 0.41 y una distorsión de 2.07%; en la prueba posterior el coeficiente de cortante disminuyó a 0.28 con un porcentaje de distorsión prácticamente igual (2.03%), indicio de una pérdida notable de su resistencia y rigidez, que le impide recuperar su capacidad de resistencia o aumentar su capacidad de deformación.

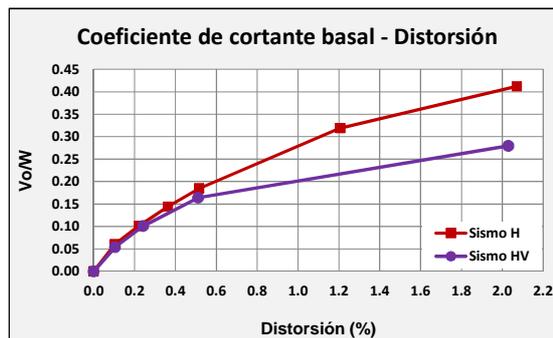


Figura 4.26 Comportamiento del coeficiente de cortante basal en el modelo sin refuerzo

En la tabla 4.10 se presentan los porcentajes de distorsión máximos, rigideces y coeficientes de cortante basal obtenidos durante el programa de pruebas del modelo reforzado.

Tabla 4.10 Distorsiones, rigideces y coeficiente de cortante basal en el modelo reforzado

SISMO H		Aceleración máxima, BASE-2 (g)	Distorsión MD-29 (%)	Rigidez K (KN/mm)	Cortante basal Vo (KN)	Coeficiente de cortante basal Vo/W
No. Prueba	Clave					
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
3	(3)_M2_25%_H	0.08	0.01	12.53	1.6	0.04
7	(7)_M2_150%_H	0.38	0.08	11.24	10.3	0.26
9	(9)_M2_200%_H	0.49	0.13	9.36	14.9	0.37
SISMO HV		Aceleración máxima, BASE-2 (g)	Distorsión MD-29 (%)	Rigidez K (KN/mm)	Cortante basal Vo (KN)	Coeficiente de cortante basal Vo/W
No. Prueba	Clave					
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
4	(4)_M2_25%_HV	0.09	0.01	11.95	1.4	0.04
5	(5)_M2_50%_HV	0.12	0.02	13.03	3.1	0.08
6	(6)_M2_100%_HV	0.24	0.04	12.09	6.6	0.16
8	(8)_M2_150%_HV	0.43	0.09	10.23	11.2	0.28
10	(10)_M2_200%_HV	0.51	0.15	8.3	16.33	0.40
11	(11)_M2_300%_HV	0.79	0.24	6.7	21.78	0.54
12	(12)_M2_450%_HV	1.23	0.54	3.2	28.10	0.70

En la figura 4.27 se grafican los resultados de la rigidez equivalente obtenida contra el nivel de distorsión alcanzado y la aceleración registrada en la base del modelo reforzado. En este modelo la gráfica de rigidez vs distorsión obtenida ante movimientos con las dos

componentes simultáneas (Sismo HV), se observa que al inicio de las pruebas se presenta un incremento en la pendiente de la curva, situación que no ocurre en los resultados cuando el modelo es sujeto únicamente a movimientos en la componente horizontal. Este hecho es atribuible al proceso de consolidación que experimentan el mortero de adobe antes niveles bajos de aceleración, y al orden de aplicación de los movimientos, siendo las primeras pruebas ejecutadas en la componente horizontal y enseguida el movimiento con la componente horizontal y vertical simultáneamente. Por esta razón, la máxima rigidez se presenta cuando se aplica una intensidad del 50% del sismo HV, llegando a desarrollar una rigidez equivalente máxima de 13.03 KN/mm bajo una aceleración máxima en la base de 0.12 g horizontalmente y 0.08 g verticalmente. De las pruebas realizadas ante niveles bajos de aceleración, se detecta que el mortero de adobe alcanza su máxima deformabilidad ante distorsiones del orden de 0.01 – 0.02%.

La mayor pérdida de rigidez se presenta en las dos últimas sollicitaciones, que son después del 200% del movimiento en la base, conforme se incrementa el nivel de aceleración en la base del modelo, el porcentaje de distorsión también aumenta gradualmente y la pérdida de rigidez disminuyó hasta 3.2 KN/mm. Esto representa una reducción del 75.5% de la rigidez inicial y la distorsión máxima alcanzada fue de 0.54%

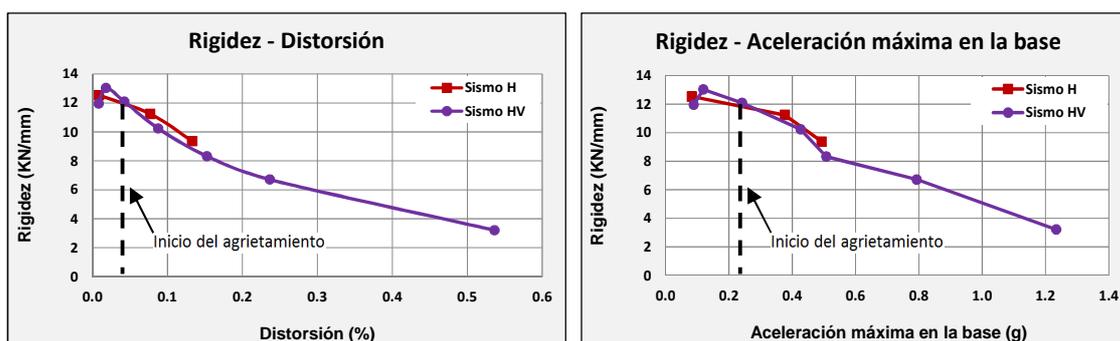


Figura 4.27 Degradación de la rigidez contra distorsiones (Izquierda) y aceleración máxima en la base (Derecha) del modelo reforzado

El comportamiento del coeficiente de cortante basal y las distorsiones máximas alcanzadas durante cada ensaye realizado denota un rango lineal hasta antes de que se observaran los primeros agrietamientos ocurridos durante la prueba del 100% del movimiento HV. Después de esto, la pendiente de la curva decae y el aumento del coeficiente de cortante basal es más notable (Figura 4.28).

El coeficiente de cortante basal máximo fue de 0.7 y una distorsión de 0.54%. Relacionando las distorsiones con el nivel de daño alcanzado, se puede apreciar que en la medida en la que se puedan controlar los desplazamientos y estos sean menores, el modelo presentará un nivel de daño menor, lo cual sucedió con el modelo reforzado. El

reforzamiento colocado al modelo, controla sustancialmente los desplazamientos y por lo tanto reduce el nivel de daño.

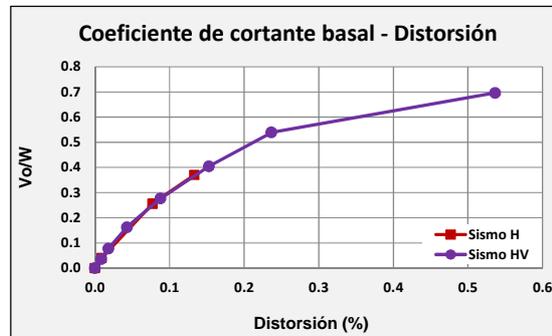


Figura 4.28 Comportamiento del coeficiente de cortante basal en el modelo reforzado

4.7 Diferencias de la respuesta sísmica del modelo sin refuerzo con el reforzado

Para tener una mejor apreciación de las diferencias del comportamiento sísmico del modelo sin refuerzo (MOD1) con el reforzado (MOD2), se han comparado ambos modelos en las gráficas 4.29 a 4.36, en términos de los principales parámetros: las aceleraciones y sus amplificaciones, desplazamientos, distorsiones, periodos fundamentales de vibrar, porcentajes de amortiguamiento crítico, rigidez y coeficiente de cortante basal. Esto permitirá cuantificar mejor las variaciones entre los dos modelos.

Al evaluar ambos modelos en el intervalo de aceleraciones aplicadas en la base del modelo sin refuerzo, se identificó que la respuesta en aceleración del modelo sin refuerzo (MOD1) es mayor que el modelo reforzado (MOD2). En la figura 4.29 se presentan diferencias de hasta 39% más de aceleración en los muros del modelo sin refuerzo que la registrada en el modelo reforzado. Esto se presentó en las pruebas con el movimiento en la componente horizontal. En el sistema de techo, la diferencia de aceleración es de 47 % mayor en el modelo sin refuerzo con respecto al modelo reforzado y fue registrada durante los movimientos aplicados en las dos componentes simultáneas. En general, las mayores aceleraciones se presentaron en los muros de ambos modelos (MOD1 y MOD2) y sólo en el último ensaye del modelo sin refuerzo, el sistema de techo presentó una aceleración 12% mayor que la registrada en el muro.

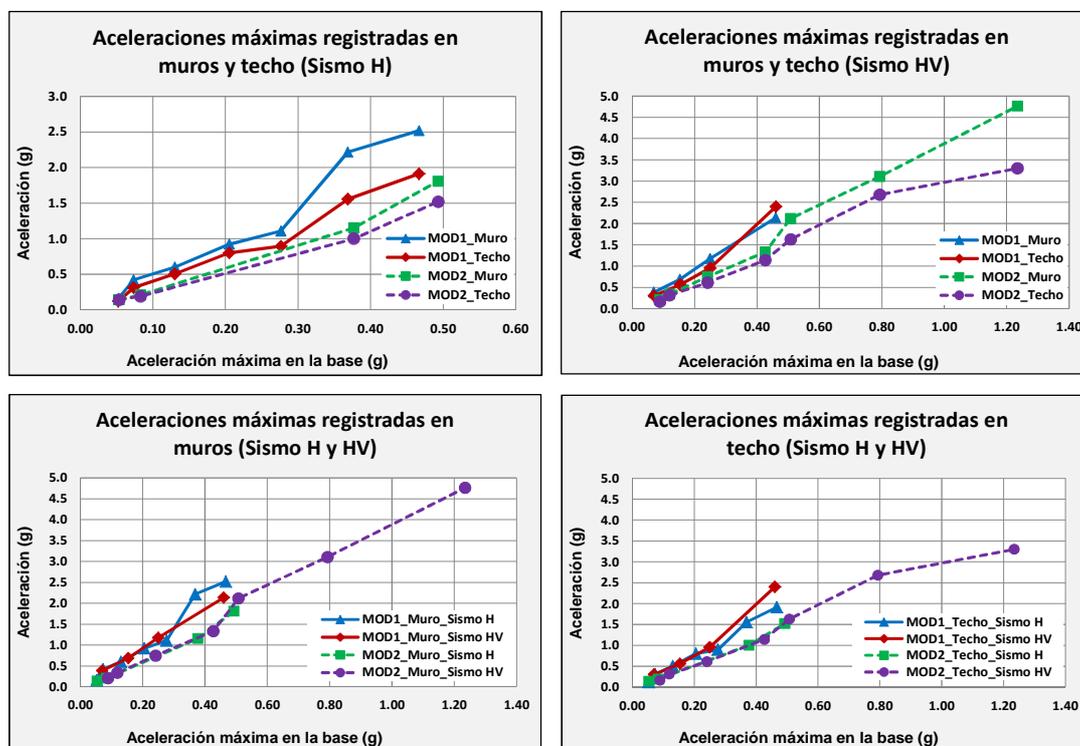


Figura 4.29 Aceleraciones máximas registradas en muros y techo del modelo sin refuerzo y reforzado

Al graficar la amplificación de aceleración medida en los muros y sistema de techo, respecto a la aceleración medida en la base de cada modelo, en la figura 4.30 se observa que el modelo sin refuerzo (MOD1) presentó las mayores amplificaciones de aceleración, llegando a tener factores de 3 a 6 veces mayor en muros y de 2 a 4.2 en el sistema de techo, y únicamente en el último ensaye se presentó un factor de amplificación de la aceleración de 5.2 para el sistema de techo. En lo que respecta al modelo reforzado (MOD2), éste claramente se vio menos excitado por los movimientos aplicados en su base, como resultado de haber incrementado su rigidez por el reforzamiento colocado en sus muros. Por lo tanto se presentaron factores de amplificación menores a los registrados en el modelo sin refuerzo, es decir, desde el punto de vista dinámico el modelo reforzado se ve menos excitado por los movimientos aplicados en su base debido al aumento de su frecuencia de vibrar, lo cual provocó que saliera del intervalo de frecuencias asociado a las aceleraciones intensas del espectro de respuesta del movimiento aplicado, por esta razón, aunque se aplicaron movimientos con magnitudes elevadas de aceleración, estos no causaron efectos de amplificación importantes en el modelo reforzado.

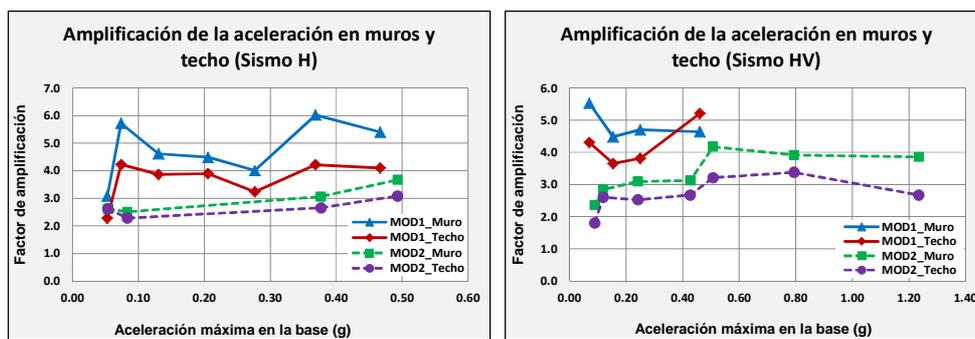


Figura 4.30 Amplificación respecto a la aceleración medida en la base de los dos modelos

Las distorsiones obtenidas en los modelos que se muestran en la Figura 4.31, se aprecia que el modelo reforzado experimentó un nivel de distorsión menor que el modelo sin refuerzo. Si evaluamos ambos modelos bajo el mismo nivel de aceleración aplicada en su base, observamos que con el refuerzo se logra reducir las distorsiones del orden de 10 veces. Posteriormente el modelo reforzado soporta el doble de aceleraciones en la base de las aplicadas en el modelo sin refuerzo.

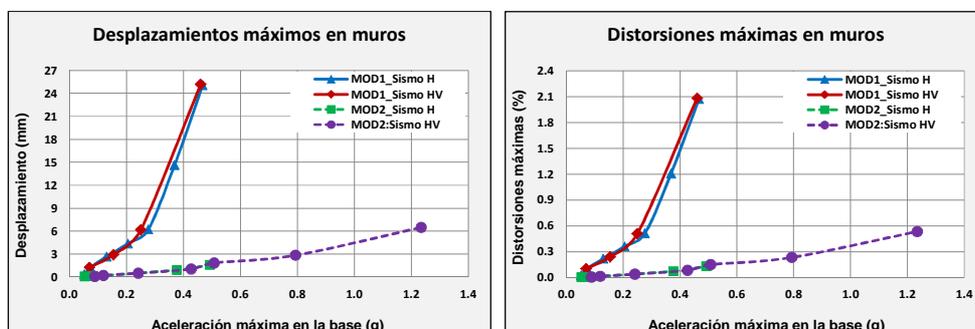


Figura 4.31 Comparación de desplazamiento y distorsiones entre los dos modelos

En el modelo reforzado al disminuir las distorsiones, el nivel de daño alcanzado al final del programa de pruebas resultó ser leve. Respecto a los periodos de vibrar, el refuerzo utilizado en el modelo, redujo el periodo de vibrar hasta un 60%. Es decir, poco más de la mitad del periodo de vibrar sin refuerzo. El refuerzo estructural modifica considerablemente el comportamiento de este parámetro; la variación es gradual y el cambio de pendiente no es abrupto y más bien por el nivel de periodos alcanzados en el modelo sin refuerzo, la curva del modelo reforzado muestra una variación lineal. El modelo sin refuerzo aumenta su periodo de vibrar conforme aumenta la aceleración en la base, indicando que éste va perdiendo rigidez rápidamente, y experimenta cambios considerables incluso ante niveles bajos de aceleración y agrietamiento (Figura 4.32).

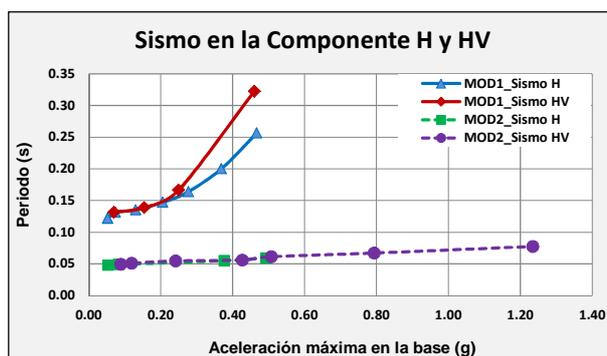


Figura 4.32 Variación de los periodos de vibrar del modelo sin refuerzo y reforzado

En la Figura 4.33 se muestran los porcentajes de amortiguamiento crítico de los dos modelos ensayados. Los amortiguamientos obtenidos en el modelo reforzado para las primeras tres pruebas ante movimientos HV deben tomarse con reserva: 6.6, 7.78 y 8.3%, dado que estos valores calculados difieren del comportamiento observado durante las pruebas realizadas y dichos amortiguamientos no son coherentes con el comportamiento obtenido del periodo de vibrar, rigidez, coeficiente de cortante, entre otros parámetros. Por esta razón se ha definido como porcentaje de amortiguamiento crítico inicial 4% y los valores subsecuentes obtenidos ante movimientos horizontales, así como los últimos tres puntos de las pruebas realizadas ante movimientos HV (puntos más cercanos a la curva continua que define la tendencia del porcentaje de amortiguamiento crítico del modelo reforzado).

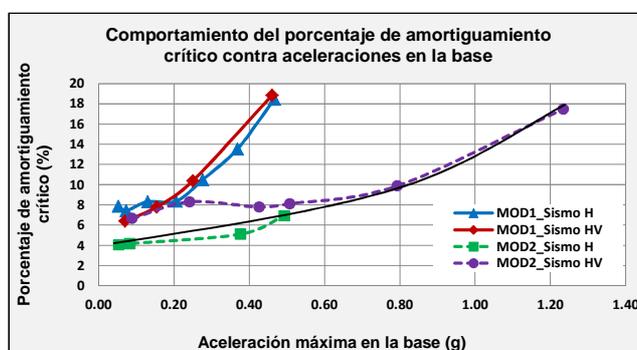


Figura 4.33 Porcentaje de amortiguamiento crítico

El modelo sin refuerzo tiene un porcentaje de amortiguamiento crítico inicial promedio de 7.3%, si se compara este valor con el obtenido para el modelo reforzado (4%), el porcentaje de amortiguamiento crítico se reduce del orden del 55% al inicio del programa de pruebas y en un 45% al final. Posteriormente el modelo reforzado es llevado a niveles de aceleración mayores con el objetivo de observar el nivel de aceleraciones que es capaz de soportar. Al final del programa de pruebas, el modelo reforzado llega a alcanzar casi el mismo porcentaje de amortiguamiento crítico del modelo sin refuerzo, tan sólo con una diferencia del 7% entre ambos modelos.

Al graficar el porcentaje de amortiguamiento crítico contra las distorsiones máximas registradas al centro del modelo (figura 4.34), se observa que el modelo sin refuerzo presentó mayores niveles de amortiguamiento crítico conforme aumentan las distorsiones registradas en cada prueba, resultado de haberse presentado una mayor disipación de energía, debido al aumento del agrietamiento de los muros carentes de refuerzo estructural. Mientras tanto, el modelo reforzado exhibió niveles de distorsión y daño menor, lo cual se reflejó en obtener una reducción del porcentaje de amortiguamiento crítico.

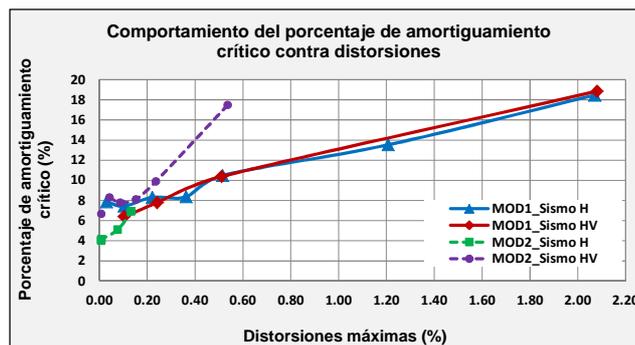


Figura 4.34 Porcentaje de amortiguamiento crítico contra distorsiones máximas

En cuanto a la degradación de la rigidez de los dos modelos, se aprecian dos comportamientos diferentes: Primero el modelo sin refuerzo pierde su rigidez rápidamente y por lo tanto la pendiente de su curva decae drásticamente. En cambio en el modelo reforzado la pérdida de rigidez es menor y menos dispersa. Además en este modelo se llega a aplicar hasta un máximo del doble de aceleraciones de las que se aplicaron en el modelo sin refuerzo, lo que demuestra que el reforzamiento con malla hexagonal y mortero aumentó eficazmente la rigidez. Si bien esta técnica es una combinación de la mampostería de adobe con mortero de cemento, continúa presentándose una pérdida de rigidez ante niveles bajos de agrietamiento, característica muy común en estructuras de mampostería (Figura 4.35).

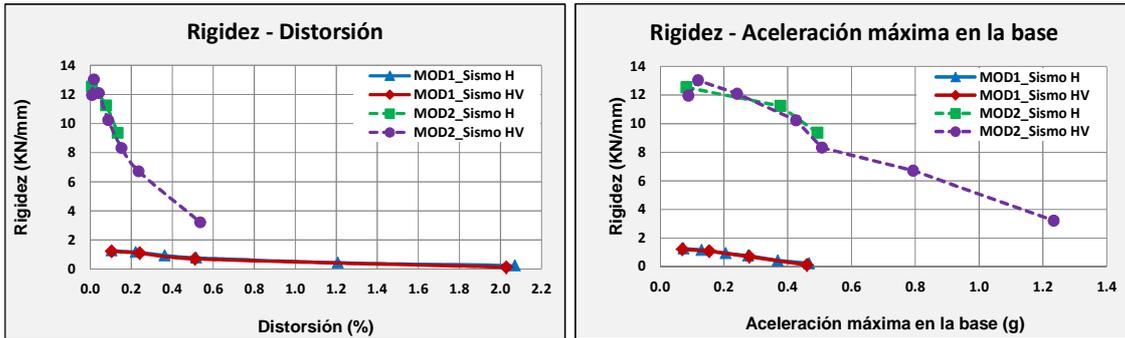


Figura 4.35 Variación de la rigidez del modelo sin refuerzo y reforzado

Finalmente en la figura 4.36 se presentan las envolventes de los coeficientes de cortante basal máximo del modelo sin refuerzo y reforzado. En términos generales, al sobreponer los resultados de los modelos, es más notable que el modelo sin refuerzo llega a desarrollar distorsiones de hasta cuatro veces mayores a las registradas en el modelo reforzado. Además un coeficiente de cortante basal máximo del orden del 57% del coeficiente de cortante presentado en el modelo reforzado. Se aprecia que la curva de coeficiente de cortante basal del modelo sin refuerzo, no llega a ser de gran magnitud, debido a que presenta grandes distorsiones, producto de una mayor pérdida de su resistencia y en consecuencia de un mayor daño después de cada prueba realizada. El modelo reforzado presenta en cambio, un comportamiento opuesto, éste resiste fuerzas del doble, presenta distorsiones menores y un estado de daño leve.

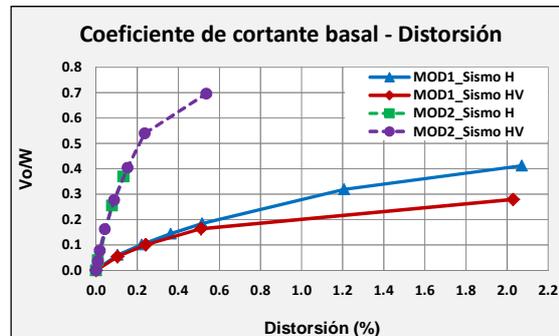


Figura 4.36 Comportamiento del coeficiente de cortante basal entre los dos modelos ensayados

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES

El estudio del comportamiento sísmico de la vivienda de adobe en el estado de Guerrero, toma mucha importancia debido a cuatro factores principales: actividad sísmica de la región, resistencia mecánica de los materiales muy baja, un gran número de viviendas de adobe existentes y un nivel de marginación alto en la población.

En general, las propiedades mecánicas del adobe resultan ser muy bajas, principalmente el esfuerzo a flexión, en donde se obtuvo que la resistencia del adobe ante fuerzas inducidas fuera de su plano es muy baja. Esto es debido a la poca adherencia que existe entre las piezas y juntas de adobe. Si bien, la prueba para calcular la resistencia a flexión es estática y simplificada, debe tomarse con reserva el resultado obtenido.

Para la ejecución de las pruebas dinámicas, el modelo construido representa adecuadamente las principales características geométricas de la vivienda de adobe común en la región sur de la República Mexicana. En este tipo de estructuras, se presenta un problema para lograr reproducir los esfuerzos verticales de acuerdo con las leyes de similitud simple, ya que resulta difícil adicionar la masa faltante uniformemente en los muros del modelo, por ello sólo se logró reproducir el 50% de los esfuerzos verticales, por esta razón, los modos de falla en el modelo sólo se reprodujeron de forma parcial. La investigación se enfocó en reproducir el comportamiento dinámico del modelo bajo el efecto de un evento sísmico y evaluar los principales parámetros que gobiernan su comportamiento estructural ante aceleraciones crecientes. Los resultados obtenidos no son completamente extrapolables al prototipo debido a la falta de escalamiento en los esfuerzos verticales. Para validar las pruebas en mesa vibradora debe ser necesario reproducir los mismos modos de falla en el modelo a los observados en viviendas de adobe reales después de un evento sísmico, sin embargo, las pruebas en mesa vibradora realizadas en este trabajo, representan una forma útil de comparar cualitativamente el comportamiento sísmico entre una vivienda de adobe sin refuerzo y otra reforzada.

Los principales parámetros evaluados de algunas características dinámicas de los modelos permitieron establecer las siguientes observaciones: la respuesta en aceleración del modelo sin refuerzo es mayor que el modelo reforzado, las mayores aceleraciones se presentan en los muros de ambos modelos (Modelo sin refuerzo y con refuerzo) que en el sistema de techo. El modelo reforzado se comportó menos excitado por los movimientos aplicados en su base, debido al incrementado de su rigidez por el reforzamiento colocado en ambos lados de los muros, esto provocó que el periodo de vibrar de este modelo se alejara del intervalo de aceleraciones altas del espectro de respuesta del movimiento aplicado en la base. Por tal motivo, aunque se aplicaron movimientos con magnitudes elevadas de aceleración, estos no causaron efectos importantes en el modelo, llegando a soportar el doble de aceleraciones y reduciendo las distorsiones del orden de 10 veces en el rango de aceleración máximo aplicado en el programa de pruebas del modelo sin refuerzo.

El periodo de vibrar del modelo sin refuerzo resultó de 0.12 s y de 0.048 s para el modelo reforzado, es decir, con el reforzamiento el periodo de vibrar se redujo hasta en un 60%. La curva de periodos de vibrar obtenido en el modelo sin refuerzo durante el programa de pruebas, exhibe un comportamiento muy frágil y flexible, de tal manera que la pérdida de su rigidez es notable desde niveles bajos de aceleración y agrietamiento, como consecuencia del nivel de daño alcanzado, la rigidez del modelo sin refuerzo se redujo hasta un 90.5% de la rigidez inicial ante una distorsión máxima de 2.07%. La curva de periodos del modelo reforzado, tiene una pérdida de rigidez gradual y menos pronunciada, con una variación lineal hasta antes del primer agrietamiento visible, en este modelo se llega aplicar en la base hasta un máximo del doble de aceleraciones que se aplicó en el modelo sin refuerzo y ante esto la pérdida de rigidez se degradó hasta un 75.5% de la rigidez inicial y una distorsión máxima alcanzada de 0.54%.

En lo que respecta al porcentaje de amortiguamiento crítico, el modelo sin refuerzo presentó un valor inicial promedio de 7.3% y el modelo reforzado disminuyó a 4.1%, se observa que con el aumento de la rigidez se redujo el porcentaje de amortiguamiento crítico. En el modelo sin refuerzo, el nivel inicial de amortiguamiento crítico es debido a la deformabilidad del mortero de adobe; oquedades entre juntas y piezas y mayor daño progresivo del modelo. Al final del programa de pruebas, el modelo reforzado alcanzó 17.5% de amortiguamiento crítico, valor cercano al del modelo sin refuerzo (18.85%), pero ante niveles de aceleración del doble que fue aplicado en la base del modelo sin refuerzo.

El coeficiente de cortante basal resistido por el modelo sin refuerzo (0.41) fue menor que el resistido por el modelo reforzado (0.7). Esto fue debido a la baja resistencia y rigidez del modelo sin refuerzo, lo que hace que éste presente grandes distorsiones. El modelo reforzado resistió fuerzas y aceleraciones del doble, durante las pruebas se observó que el modelo exhibía un comportamiento de cuerpo rígido, al final del programa de pruebas el estado de daño fue moderado. Es importante mencionar que el modelo reforzado no se llevó hasta su resistencia última, pero si se logró establecer las comparaciones ante el mismo nivel de aceleraciones impuestas en el modelo sin refuerzo, además de poder

evaluar la variación del comportamiento sísmico del modelo reforzado antes niveles de aceleración mayor, lo cual demuestra que el refuerzo propuesto desde el punto de vista estructural es eficiente, ya que mejora notablemente su capacidad de resistencia.

El daño final del modelo sin refuerzo se caracterizó grietas verticales en las esquinas interiores y exteriores, esto debido a la flexión fuera de su plano de los muros longitudinales, grietas inclinadas sobre estos muros, agrietamientos en la cumbrera del muro transversal y en esquinas de puertas y ventana.

En el modelo reforzado, los primeros agrietamientos visibles se presentaron en las esquinas de puertas y ventana, también se desarrollaron grietas en forma diagonal sobre los muros longitudinales del modelo, además de un agrietamiento vertical en las esquinas interiores. La malla hexagonal y el mortero de cemento-arena, resultan idóneos para mejorar la integridad y confinar adecuadamente los muros de adobe ante fuerzas inerciales fuera del plano de los muros, lo que consecuentemente se ve reflejado en un menor nivel de daño.

El estudio del comportamiento sísmico de las viviendas de adobe por medio de la simulación de un sismo y sus efectos sobre dos modelos a escala 1:2 en una mesa vibradora, permitió evaluar las diferencias del comportamiento dinámico y efectividad entre un modelo sin refuerzo y otro que posee una técnica de refuerzo estructuralmente eficiente, constructivamente práctica y económica.

Los materiales que intervienen en la construcción para el reforzamiento de la vivienda de adobe, son económicos y comerciales en el mercado nacional, lo cual lo convierten en un método de refuerzo factible. Otro aspecto muy importante en donde se debe seguir trabajando es en la difusión por medio de manuales o cartillas que ilustren, motiven y describan el reforzamiento de las viviendas de adobe a través de este tipo de técnicas simples y prácticas, como lo hacen la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE) y el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), principalmente.

En nuestro país existe un número considerable de viviendas de adobe que podrían verse favorecidas si se tomaran en cuenta los estudios previos y actuales desarrollados en esta investigación, desde hace más de 33 años que se realizaron los últimos estudios amplios sobre viviendas de adobe en zonas sísmicas de nuestro país. Con el desarrollo de la investigación, no sólo se hizo una contribución en el estudio de la variación de parámetros fundamentales del comportamiento dinámico de este tipo de viviendas ante aceleraciones crecientes, sino que además, los resultados obtenidos tienen el alcance de ser tomados en cuenta como estudios de referencia para ser presentados al gobierno federal y plantearles la necesidad urgente de ejecutar un programa de reforzamiento para las viviendas de adobe con mayor potencial de desastres por sismo, con el objetivo de poder prevenir y mitigar los desastres ocasionados por un sismo.

REFERENCIAS

Alcocer S. M. y Murià D. (1997), "La nueva mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Informe final proyecto 6539, preparado para el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología.

Ansys Inc (2007), "Release 11.0, Documentation for ANSYS".

Anzaldo C. y Prado M. (2005), "Índices de marginación 2005", CONAPO. México.

Arroyo R. (2010), "La vivienda guerrerense de adobe, características geométricas y estudio de vibración ambiental", Universidad Autónoma de Guerrero, México.

Alarcón P. y Alcocer S. (1999), "Ensayos experimentales sobre rehabilitación de estructuras de adobe", XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Michoacán-Morelia, México.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2000), "Manual de construcciones de adobe", ACIS, Bogota, Colombia.

Arias J. (2005), "Ensayos en mesa vibradora de un modelo a escala 1:2 de edificio de mampostería confinada de tres niveles", Tesis de maestría, UNAM, México.

Blondet M., Villa G. y Brzev S. (2003), "Construcciones de Adobe Resistentes a los Terremotos: Tutor", Pontificia Universidad Católica del Perú.

Chávez M. (2010), "Validación experimental de modelos analíticos para el estudio del comportamiento sísmico de estructuras históricas", Tesis doctoral, UNAM, México.

Flores L., Pacheco M. y Reyes C. (2001), "Algunos Estudios Sobre el Comportamiento y Rehabilitación de la Vivienda de Adobe", Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.

González R., Aguilar J. y Gómez C. (2008), "Vulnerabilidad de viviendas de adobe en Chiapas y alternativas de reparación", XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, México.

Hernández O., Meli R., Padilla M. y Valencia E. (1981), "Refuerzo de la vivienda económica en zonas sísmicas. Estudios experimentales", Instituto de Ingeniería, Serie No. 441, UNAM, México.

INEGI (2010), XIII Censo General de Población y Vivienda 2010. Instituto Nacional de Geografía y Estadística. México.

Lourdes G., Manco T., Loaiza C. y Blondet M. (2003), "Características Sísmicas de las Construcciones de Tierra en el Perú: Contribución a la Enciclopedia Mundial de las Construcciones de Vivienda", XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil – IQUITOS 2003. Perú.

Meli R., Bazán E. y Padilla M. (1978), "Seguridad Ante Sismos de Casas de Adobe", UNAM, México.

Meli R. y Hernández O. (1975), "Efectos de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería confinada", Instituto de Ingeniería, Serie No. 350, UNAM, México.

Moreno J. y Martínez J. (2011), "Estudio de las propiedades mecánicas del adobe mejorado con diferentes materiales para su empleo como material alternativo en la dirección general de ingenieros", Tesis de licenciatura, Escuela Militar de Ingenieros de la Universidad del Ejército y Fuerza Aérea, México.

NTC-Mampostería (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.

ONNCCE (2001a), "Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos", México.

ONNCCE (2005), "Anteproyecto de norma Mexicana: Determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas y resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes de mampostería de barro y concreto", México.

Ordaz M. y Montoya C. (1991), "DEGTRA, Ver. 5.1" Programa para el análisis de registros sísmicos y otras aplicaciones relacionadas con la dinámica de estructuras. Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Quiun D., San Bartolomé A., Zegarra L. y Giesecke A. (1999), "Adobe reforzado con mallas de alambre: Ensayos de simulación sísmica y aplicación a construcciones reales", Pontificia Universidad Católica del Perú.

Rinawi A. y Clough R. (1992), "Improved amplitude fitting for frequency and damping estimation", Proceedings of the 10th International Modal Analysis Conference, Society for Experimental Mechanics, Bethel, CT; 893-898.

Rodríguez M., Alarcón P., Machicao R. (1997), "Evaluación del comportamiento sísmico de estructuras a base de muros de mampostería durante el sismo de Caleta de Campos, del 11 de enero de 1997", Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver., Vol. II, pp. 1361-1370.

Salgado A. (2002), "Seguridad Sísmica de la Vivienda Económica en el Estado de Guerrero", Universidad Autónoma de Guerrero, México.

San Bartolomé A. y Delgado E. (2006), "Comportamiento Sísmico de un Módulo de Adobe de Dos Pisos con Refuerzo Horizontal y Confinamiento Mínimo", Pontificia Universidad Católica del Perú.

San Bartolomé A. y Pehovaz R. (2005), "Comportamiento a Carga Lateral Cíclica de Muros de Adobe Confinados", XV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Ayacucho, Perú.

San Bartolomé A., Quiun D. y Zegarra L. (2003), "Técnicas para el reforzamiento sísmico de viviendas de adobe", XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guanajuato-León, México.

San Bartolomé A. y Quiun D. (1998), "Análisis Comparativo del Comportamiento Sísmico de un Módulo de Tapial y otro de Adobe, Reforzados", Pontificia Universidad Católica del Perú.

SSN (2001), "Reporte preliminar del sismo del sismo de 7 de octubre de 2001, Coyuca de Benitez, Guerrero", Servicio Sismológico Nacional. México.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (1997), "Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes", México.

Sordo E., Gómez A., Juárez H., Gama A., Guinto E., Whitney R.A., Vera R., Mendoza E., Alonso G. (1996), "El sismo de Ometepe del 14 de septiembre de 1995", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, Yuc., Vol. I, pp. 424-432.

Sergio Barrientos (2010), Terremoto Cauquenes 27 Febrero 2010, Informe técnico, Servicio Sismológico, Universidad de Chile.

Tomazevic M. y Velechovsky T. (1992), "Some aspects of testing small-scale masonry building models on simple earthquake simulators", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 21, pp. 945-963.

Torrealva D. (2003), "Caracterización de daños en construcciones de adobe", Departamento de Ingeniería, Sección ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.

Vázquez A. (2005), "Ensayo experimental de viviendas de mampostería confinada de un piso mediante el ensayo en mesa vibradora", Tesis de maestría, UNAM, México.

Yamín L., Rodríguez A., Fonseca R., Reyes J. y Philips C. (2005), "Comportamiento sísmico y alternativas de rehabilitación de edificaciones en adobe y tapia pisada con base en modelos a escala reducida ensayados en mesa vibratoria", Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes, Colombia.

Zegarra L., San Bartolomé A. y Quiun D. (2001) "Comportamiento ante el terremoto del 23-06-2001 de las viviendas de adobe reforzadas en Moquegua, Tacna y Arica", GTZ-CERESIS-PUCP, Lima, Perú.