

01121
56



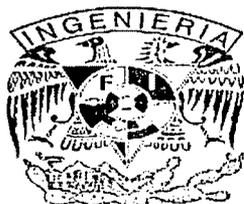
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE
VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
CÉSAR ALEJANDRO GUERRERO PUENTE

DIRECTOR DE TESIS:
DR. SERGIO M. ALCOCER MARTÍNEZ DE CASTRO



MÉXICO

2003

9



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/080/03

Señor
CESAR ALEJANDRO GUERRERO PUENTE
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. SERGIO MANUEL ALCOGER MARTÍNEZ DE CASTRO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"COMPORTAMIENTO SISIMICO DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERIA"

INTRODUCCION

- I. DISEÑO DE PROGRAMA EXPERIMENTAL
- II. CONSTRUCCION DEL MODELO
- III. ENSAYE EN MESA VIBRADORA
- IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS
- V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 15 Agosto 2003.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/msig.

Autorepro en la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a defensor en formato electrónico e impresa si contacta con mi trabajo profesional.
Autor: Cesar Guerrero
Puente
Fecha: 31/8/03
Firma: [Signature]

A mis Padres, Edgar y Carmen, por todo el apoyo brindado en cada proyecto que he emprendido.

A mis hermanos, Edgar, Pablo y Claudia, por creer siempre en mi y estar siempre ahí en todo momento.

A mi hermosa Sissy por todo su apoyo, cariño, comprensión y aliento.

A mi *alma máter*, la UNAM, por toda la formación que recibí en todos los ámbitos de mi persona.

Al Instituto de Ingeniería a la Facultad de Ingeniería y al PARA por todo el aprendizaje y oportunidades que me otorgaron.

Al Dr. Sergio Alcocer, mi director de tesis, por hacerme partícipe de este proyecto de investigación y por todo el apoyo brindado en el transcurso de la elaboración de este trabajo escrito.

A mis compañeros de la Mesa Vibradora, Miguel, Alejandro, Alfredo, Juan Guillermo, Harry, Álvaro y Javier, por sus valiosos consejos, comentarios y apoyo para que este proyecto saliera adelante.

A los maestros Martín y Jesús que colaboraron en la construcción del modelo con toda su experiencia y arduo trabajo.

Al Ing. Jorge Arganis Díaz Leal, por las gratas experiencias que han ayudado a mi formación como ingeniero civil.

A mis grandes amigos, Jorge, Faisy, Eric, Víctor, Pancho, Polo, Gustavo, Daniel y Daniel de la Rosa, Rodrigo y Humberto por todos los momentos divertidos que hemos pasado juntos.

A mis compañeros de carrera, Adao, Mario, José, Rafael, Christian y Arturo, por su amistad y todos los momentos que vivimos en la Facultad de Ingeniería.

A mis compañeros becarios, Jessica, Yanet, Ernesto y Javier, por toda su amistad.

Y por último a todas las personas que hicieron posible la elaboración de este trabajo y me faltó mencionar, todo mi agradecimiento.

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades.....	1
1.1.1 Historia.....	1
1.1.2 Clasificación.....	2
1.1.3 Objetivos y alcances.....	2
1.2 Antecedentes.....	3
1.2.1 Criterios de diseño de Estructuras de Mampostería Confinada en México.....	3
1.2.2 Factores que influyen en el comportamiento de la mampostería confinada ante cargas laterales.....	3
1.2.2.1 Materiales.....	3
1.2.2.1.1 Ladrillos.....	3
1.2.2.1.2 Mortero.....	4
1.2.2.2 Efecto de la carga vertical.....	4
1.2.2.3 Compresión diagonal en la mampostería.....	4
1.2.2.4 Comportamiento de muros cargados lateralmente.....	5
1.2.2.5 Presencia de dalas y castillos.....	5
1.2.2.6 Refuerzo horizontal.....	5
1.2.2.7 Efectos de las cargas verticales.....	5
1.2.2.8 Relación de aspecto del muro.....	6
1.2.3 Comportamiento de estructuras de mampostería confinada ante sollicitaciones sísmicas.....	6
1.3 Ensayes de muros de mampostería en mesa vibradora.....	6
1.3.1 Funcionamiento de una mesa vibradora.....	7
1.3.2 Ensayes de estructuras de mampostería en mesa vibradora.....	8
1.3.2.1 R. W. Clough, P. Gülkan y R. L. Mayes (1980).....	8
1.3.2.2 O. Hernández, R. Meli, M. Padilla y E. Valencia (1981).....	8
1.3.2.3 M. Tomazevic y R. Zarnic (1984).....	8
1.3.2.4 G. C. Manos, R. W. Clough y R. L. Mayes (1984).....	8
1.3.2.5 D. P. Abrams (1988).....	9
1.3.2.6 M. Tomazevic, P. Weiss, T. Velechovsky (1990).....	9
1.3.2.7 T. J. Paulson y D. P. Abrams (1990).....	9
1.3.2.8 C. Modena, P. La Mendola y A. Terrusi (1992).....	10
1.3.2.9 A. San Bartolomé, D. Quiun y D. Torrealva (1992).....	10
1.3.2.10 S. M. Alcocer, D. Murià, J. I. Peña y J.C. Maldonado (1996).....	10
1.3.2.11 D. Benedetti y P. Pezzoli (1996).....	10
1.3.2.12 M. Tomazevic y I. Klemenc (1997).....	11

CAPÍTULO 2. DISEÑO DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Introducción.....	13
2.2 Especificaciones generales de diseño.....	14

2.3 Método simplificado de análisis.....	15
2.4 Leyes de similitud dinámica.....	15
2.5 Selección del prototipo.....	18
2.6 Diseño del prototipo.....	20
2.6.1 Análisis de cargas.....	20
2.6.2 Resistencia ante cargas laterales.....	22
2.6.3 Análisis ante cargas verticales.....	27

CAPÍTULO 3. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

3.1 Descripción del modelo M1-SR-SC.....	31
3.2 Características de los materiales.....	38
3.2.1 Tabiques.....	38
3.2.2 Concreto.....	38
3.2.3 Mortero.....	39
3.2.4 Mampostería.....	39
3.2.5 Acero.....	40
3.3 Masa y carga adicional en muros.....	41
3.4 Construcción de los modelos.....	47
3.5 Instrumentación de los modelos.....	54
3.6 Captura de datos.....	61
3.7 Procesamiento de señales.....	63

CAPÍTULO 4. ENSAYE EN MESA VIBRADORA

4.1 Programa de pruebas.....	65
4.2 Resultados experimentales.....	69
4.2.1 Distribución y propagación del daño.....	69
4.3 Respuesta dinámica del modelo.....	78
4.3.1 Historias de desplazamiento y aceleración contra tiempo.....	78
4.3.2 Cambios en la frecuencia fundamental de vibración.....	79
4.3.3 Amplificación dinámica.....	80
4.3.4 Resistencia sísmica.....	81

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Materiales.....	83
5.1.1 Piezas.....	83
5.1.2 Mortero.....	83
5.1.3 Acero.....	84
5.1.4 Mampostería.....	84
5.1.4.1 Resistencia a compresión.....	84
5.1.4.2 Esfuerzo cortante resistente de diseño.....	85
5.2 Revisión del diseño.....	86
5.3 Comparación de los resultados con el RCDF.....	88
5.3.1 Coeficiente de diseño sísmico en el Distrito Federal.....	88
5.3.2 Coeficiente de diseño en una zona epicentral.....	89

5.3.3	Resumen de resultados.....	89
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES		
6.1	Diseño, construcción e instrumentación de los modelos.....	91
6.2	Comportamiento de los modelos.....	91
APÉNDICE A		
A.1	Introducción.....	93
A.2	Tabiques.....	93
A.3	Mortero.....	94
A.3.1	Agregados pétreos.....	94
A.3.2	Morteros.....	97
A.4	Concreto.....	99
A.5	Mampostería.....	103
A.5.1	Pilas.....	103
A.5.2	Muretes.....	104
A.6	Acero de refuerzo.....	105
REFERENCIAS.....		107

**TESIS CON
FALLA DE NINGEN**

PAGINACIÓN DISCONTINUA

1. INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

1.1.1 Historia

A través de la historia del hombre hemos podido observar la necesidad de construir e idear un lugar donde vivir, o simplemente donde resguardarse de las inclemencias de la naturaleza. Estos lugares, construidos por el hombre sedentario con los materiales a su alcance, se convertirían más tarde en su vivienda.

Los materiales usados estaban restringidos a la zona donde se ubicaran las construcciones y, a su vez, a la comodidad para utilizarlos. Para nuestros fines, la mampostería fue evolucionando desde apilar pedazos de roca que posteriormente se unieron con barro hasta aquellos sitios donde no era posible encontrar la roca en donde el hombre comenzó a fabricar bloques de barro con paja que al secarse tenían cierta resistencia. Estas piezas que más adelante tomaron la forma de un paralelepípedo, fueron llevadas al horno alrededor del año 3000 a. C. por los sumerios. Los sumerios usaron un mortero de betún o de alquitrán, para pegar las piezas. Cabe mencionar que las piezas que se metieron al horno tenían la finalidad de hacer ladrillos cerámicos (Fundación ICA, 1999).

Toda la construcción de mampostería siguió evolucionando, y aun más con los romanos, al usar un polvo que existía en la cercanía del monte Vesubio, el cual, al mezclarse con cal y agua, formaba un aglomerante hidráulico. Este polvo no era sino arena volcánica muy fina que contiene óxidos de sílice que, al mezclarse con el hidróxido de calcio (cal) y agua, reacciona químicamente y forman lo que actualmente conocemos como mortero que, junto con los fragmentos de roca, dan lugar al concreto (Fundación ICA, 1999).

El desarrollo de la mampostería a través del tiempo, sin duda alguna, lo podemos atestiguar en la Muralla China, en algunas mezquitas árabes y en innumerables construcciones romanas. Fue hasta la Revolución Industrial cuando comenzaron a mejorar los hornos y, así mismo, los productos de estos hornos.

A finales del siglo XVIII y en el siglo XIX hubo adelantos notables, tales como: la patente del cemento romano en 1796 o la patente e invención del cemento portland en 1824. Incluso, en esa época, se elaboraron máquinas que, como la de Clayton en 1863 realizaba el proceso de fabricación de tabiques desde la molienda de la arcilla hasta el corte de las piezas. Esta tecnología se utilizó para la construcción de edificios de mampostería en los Estados Unidos, particularmente en Virginia (Fundación ICA, 1999)..

Por otra parte, en el siglo XIX empezó la tecnología que hoy llamamos mampostería reforzada, donde Brunel, un ingeniero británico, fue el pionero al proponer reforzar una chimenea en construcción con barras de hierro forjado. Sin embargo fue hasta 1825, cuando uso por primera vez este material en la construcción del túnel bajo el Támesis. El tema de la mampostería reforzada desaparece 50 años, hasta que en 1889 el ingeniero

francés Paul Cottancin patentó un método para reforzar y construir edificios de mampostería. Hoy en día, la mampostería ha sufrido cambios tecnológicos dando lugar a diversas construcciones las cuales se encuentran clasificadas según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, (NTCM, 2000), de acuerdo al tipo de muros que las constituyen.

1.1.2 Clasificación

- a) **Muros diafragma:** son aquellos que proporcionan rigidez ante cargas laterales a marcos de concreto o de acero, donde estos marcos tienen la función de resistir las cargas verticales, confinar los muros y resistir la flexión en general.
- b) **Muros confinados:** es el sistema más utilizado en México en zonas sísmicas, ya que consiste en rodear perimetralmente al muro con dadas (elementos horizontales) y con castillos (elementos verticales) los cuales son de concreto reforzado. Este confinamiento mejora la ductilidad de la estructura lo que se ve reflejado en su mejor comportamiento ante cargas cíclicas. En general, los castillos y dadas son elementos que tienen por dimensiones el ancho del muro y un peralte variable de entre 15 a 25 cm.
- c) **Muros con refuerzo interior:** son aquellos que constan de refuerzo horizontal y/o vertical colocados en piezas especialmente fabricadas con huecos que son rellenos por mortero con una fluidez muy alta. El refuerzo de estos muros se utiliza para soportar flexión en el plano del muro y para dar ductilidad en cuanto a su comportamiento por cortante.
- d) **Muros sin refuerzo:** son los más antiguos ya que la unión entre muros consiste en el empalme de las piezas de esquina en el mejor de los casos ya que no siempre se realiza dicho empalme. Estos muros se siguen haciendo en zonas rurales donde se utiliza el adobe.

1.1.3 Objetivos y alcances

El objetivo del proyecto de investigación, en general, es evaluar el comportamiento dinámico de la vivienda de mampostería con muros confinados, por medio de la construcción y ensayos en mesa vibradora de cinco modelos. Tres modelos de un nivel escala 1:2, un modelo de tres niveles escala 1:2 y un modelo de 5 niveles escala 1:2.4. Los modelos son estructuras tipo de un prototipo de vivienda del INFONAVIT.

Este trabajo escrito se dirigirá al primer modelo, en el cual se pretende evaluar la respuesta dinámica del mismo, comparar los resultados de la respuesta que este arroje con los criterios de diseño del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, RCDF (RCDF, 2001), para así valorar el nivel de seguridad del RCDF.

Se pretende explicar, en un primer término, las variables que influyen en el comportamiento de una estructura tridimensional de mampostería. También, como se logró llevar a cabo el modelo a través de algunas leyes de similitud. Se hace una pequeña

revisión general sobre los ensayos antes realizados de estructuras de mampostería en mesa vibradora. Posteriormente se describe el diseño, construcción, instrumentación y ensayo del modelo. Después se presenta un análisis de los resultados experimentales de la respuesta del modelo donde se pueda evaluar el nivel de seguridad del RCDF. Finalmente se elaboran las conclusiones de este análisis para así terminar con una serie de recomendaciones sobre la aplicación de este reglamento y de sus NTCM.

1.2 ANTECEDENTES

1.2.1 Criterios de diseño de estructuras de mampostería confinada en México

Los criterios de diseño que serán referidos corresponden a los de las normas vigentes para el Distrito Federal, así como al Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. En el capítulo 2 presenta más ampliamente el diseño propio del modelo y las consideraciones utilizadas; así mismo, en el capítulo 3, en el apartado de materiales, se incluyen las características de los mismos.

1.2.2 Factores que influyen en el comportamiento de la mampostería confinada ante cargas laterales

En esta sección se presentan los resultados de estudios experimentales de varias partes con el propósito de abundar en las bases de este comportamiento. En ellos se estudió el comportamiento de la mampostería ante cargas de viento o ante cargas sísmicas, las cuales son las cargas laterales más comunes.

Mediante los estudios experimentales más destacados, hechos en México, Chile, Perú, Colombia y Argentina se han estudiado las variables que afectan el comportamiento de la mampostería ante cargas laterales y, en algunos casos, ante cargas cíclicas. Las siguientes observaciones que aquí se discuten provienen de (Fundación ICA, 1999) y (Alcocer-Klyngner, 1994).

1.2.2.1 Materiales

1.2.2.1.1 Ladrillos

Las piezas son las que determinan el comportamiento general de la mampostería. Un factor determinante es la resistencia a compresión de la pieza o ladrillo; los estudios sobre el comportamiento de la mampostería han encontrado una estrecha relación entre sus propiedades mecánicas y la resistencia a compresión del ladrillo. Existe un sin número de piezas artificiales para la construcción de estructuras de mampostería, pero en nuestro caso se consideran las piezas de barro recocido, de forma prismática, en la cual pueden variar las dimensiones. En estudios hechos previamente en América latina se ha

comprobado que la resistencia para tabiques de barro recocido depende de los materiales utilizados y no así de su proceso de fabricación.

1.2.2.1.2 Mortero

El mortero no influye significativamente en la capacidad a compresión de la mampostería sino que tanto las propiedades del mortero como la resistencia de la junta a tensión, flexibilidad y su resistencia a la compresión se ve reflejado en las deformaciones y en la resistencia a compresión diagonal de la mampostería.

1.2.2.2 Efecto de la carga vertical

Por más que estudiemos el comportamiento de la estructura de mampostería sujeta a sollicitaciones dinámicas (como la acción de una carga lateral), no podemos dejar de lado los modos de falla de la mampostería sujeta a carga axial. Para esto debemos decir que la resistencia de la mampostería sujeta a carga axial depende de la interacción de los ladrillos y el mortero. Debido a que tienen diferente resistencia y los ladrillos son más rígidos, al someterse a carga axial las piezas restringen las deformaciones laterales del mortero por lo que podemos suponer que el mortero se encuentra sujeto a un esfuerzo de compresión biaxial. Mientras, las piezas se someten a esfuerzos de tensión biaxial lo cual reduce la resistencia de la pieza a compresión y la falla se presenta generalmente por medio de grietas verticales en la pieza debido a estos esfuerzos de tensión. Estos ensayos realizados a pilas tienen un comportamiento de esfuerzo - deformación prácticamente lineal hasta la falla. A partir de aquí podemos conocer su módulo de elasticidad E , el cual está en función de la resistencia a compresión de las piezas que conforman la mampostería.

1.2.2.3 Compresión diagonal en la mampostería

Dada la complejidad para medir la resistencia a tensión diagonal, se ensayan muretes a compresión diagonal. La compresión se aplica a lo largo de la diagonal del murete, provocando una tensión en la diagonal perpendicular a la antes mencionada lo que provoca que falle en la diagonal que se encuentra sometida a tensión, ya que la resistencia a compresión de la mampostería es mayor que su resistencia a tensión. El comportamiento de la mampostería sometida a tensión diagonal es muy variable ya que depende de varios factores, como la de la adherencia de la junta del mortero. En nuestro caso, para la mampostería de barro recocido la falla se produce en forma diagonal atravesando las juntas y las piezas. Esto es debido a que al ser porosa la pieza, se tiene mayor adherencia con el mortero. Para el caso particular de los muretes ensayados a compresión diagonal se tiene un comportamiento de esfuerzo cortante - deformación prácticamente lineal hasta el primer agrietamiento diagonal en donde podemos, de igual manera, conocer el módulo de rigidez a cortante G . La relación entre G/E varía entre 0.1 para piezas de alta resistencia y de 0.3 para piezas de baja resistencia.

Cabe mencionar que los aspectos antes citados se refieren a la mampostería en general y no son representativos para todo un muro sujeto a cargas laterales. Por esto es necesario

agregar otros aspectos primordiales en el comportamiento de la mampostería confinada, los cuales son mostrados a continuación.

1.2.2.4 Comportamiento de muros cargados lateralmente

Los muros sujetos a cargas laterales muestran un comportamiento elástico previo al agrietamiento. Presentado este agrietamiento la rigidez lateral del muro y la resistencia sufren una degradación debido al desplazamiento. Este proceso depende del tipo de falla, del confinamiento mismo del muro, de la estructuración y de la magnitud carga vertical. Se ha observado que la carga de agrietamiento es más fácil de predecir ya que el refuerzo en los muros y castillos, prácticamente no afecta esta carga. Si la carga lateral es monótona o cíclica puede incrementarse la resistencia después del agrietamiento.

1.2.2.5 Presencia de dalas y castillos

En los ensayos realizados ante cargas laterales se ve la contribución de los castillos y de las dalas después de que se presenta el primer agrietamiento diagonal, proporcionándole ductilidad a la estructura, estabilidad, incrementando la resistencia ante carga lateral y como consecuencia de esto una mejor disipación de energía para desplazamientos del orden del 0.5 al 1 %. Por otra parte, cuando los castillos se encuentran fuera del plano del muro, el muro presenta grietas por tensión diagonal mientras que en los muros con castillos contenidos en su propio plano se presentan grietas por flexión. Para desplazamientos similares el daño fue mayor para los castillos que se encuentran en el plano del muro que para los que están fuera.

1.2.2.6 Refuerzo horizontal

Los muros con refuerzo horizontal exhiben un modo de falla caracterizado por una grieta inclinada la cual se extiende hasta los castillos (falla por cortante). Los muros con refuerzo horizontal pueden desarrollar una mejor resistencia y capacidad de deformación, que aquellos que no cuentan con este refuerzo.

1.2.2.7 Efectos de las cargas verticales

Se han hecho ensayos de muros en voladizo ante carga lateral por Meli en 1975 en los cuales se probaron modelos para distintos niveles de carga axial la cual permaneció constante durante el experimento. En todos los casos la carga vertical incrementó la resistencia a carga lateral y en ensayos hechos a muros confinados con dalas y castillos por San Bartolomé en 1990 el mayor de los niveles de carga axial correspondió a la resistencia máxima de agrietamiento diagonal. Además se observó que en muros sin refuerzo horizontal, la falla ocurre cuando los muros se rompen en dos triángulos. Por otra parte, para los muros con refuerzo horizontal retrasó la formación de este mecanismo de falla hasta distorsiones del 1 %.

1.2.2.8 Relación de aspecto del muro

La relación altura (H) al largo del muro (L), puede cambiar la proporción y magnitudes de los esfuerzos debidos a la flexión y al cortante. Por esto, cuando se tienen valores altos de la relación H/L, son más importantes los efectos de flexión, aunque suponiendo que la falla sigue ocurriendo por cortante, se reduce la resistencia y capacidad de deformación debido al corte del muro.

1.2.3 Comportamiento de estructuras de mampostería confinada ante solicitaciones sísmicas.

Con todo lo comentado anteriormente es más sencillo comentar el comportamiento debido a cargas del tipo sísmico. El sismo, al provocar un movimiento en la masa del suelo, transmite a su vez unas ciertas fuerzas de inercia proporcionales a la masa que tiene la estructura y a la aceleración de la vibración del suelo. Estas fuerzas que en las estructuras de mampostería son resistidas por los muros se transmiten a la cimentación y al suelo. Dado las características geométricas de los muros, los muros que están orientados paralelamente al movimiento del terreno son los que se encuentran en una mejor condición para resistir estas cargas laterales. Para que las fuerzas se transmitan a los muros, los techos deben de estar unidos rígidamente a los muros por medio de dadas para que los empujes normales al plano del muro sean mínimos y que en la dirección del movimiento sean resistidas las fuerzas adecuadamente.

Los castillos y dadas no toman carga sino hasta después del primer agrietamiento, por lo tanto la resistencia última dependerá de la resistencia al corte de los extremos de los elementos ya que de esta afecta la tasa de propagación del agrietamiento de los elementos confinantes, aún a grandes desplazamientos.

En la historia de México las estructuras de mampostería bien construidas y razonablemente detalladas han presentado un comportamiento muy bueno antes solicitaciones sísmicas. Por lo general, los daños presentados se deben a otros problemas previos como la pérdida de rigidez y resistencia debido a hundimientos diferenciales, o el mismo intemperismo actuando sobre los muros. Por otra parte, en las zonas cercanas a los epicentros, se han presentado agrietamientos y algunos colapsos en los muros.

1.3 ENSAYES DE MUROS DE MAMPOSTERÍA EN MESA VIBRADORA

Para estudiar la respuesta ante cargas sísmicas que son del tipo dinámico, se han hecho ensayos en mesa vibradora. Debido a las dimensiones de las mesas vibradoras, los especímenes probados por lo general, son modelos hechos a escala, aplicando leyes de similitud dinámica como se presentará más adelante. Estos ensayos se han desarrollado en países como Eslovenia (parte de Yugoslavia en el pasado), Italia, Estados Unidos de América, México y Perú.

1.3.1 Funcionamiento de una mesa vibradora

Una mesa vibradora en su conjunto consta de:

- Una plataforma
- Un sistema de control de movimientos de la plataforma
- Unidades de potencia hidráulica
- Un sistema de actuadores hidráulicos y de apoyos
- Un sistema de captura de la información de la prueba

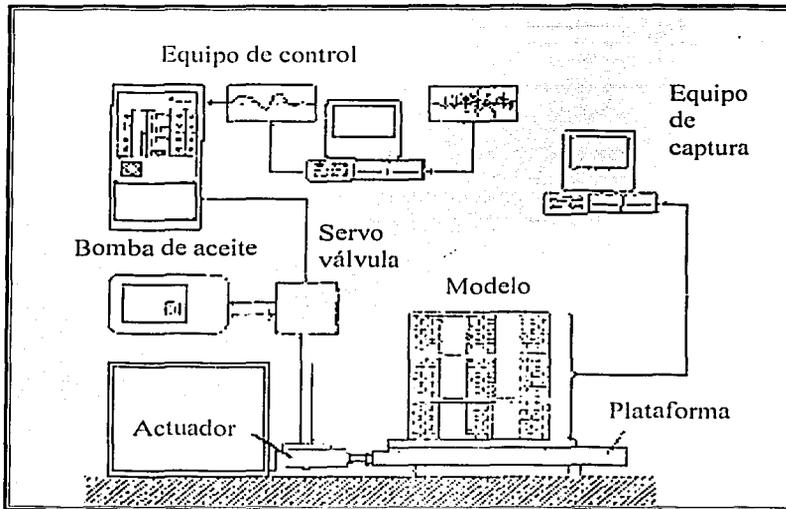


Figura 1.1 Funcionamiento de una mesa vibradora

Para la operación de la mesa es necesario definir el tipo de señal que va a ser enviada, si un acelerograma el cual tiene frecuencias variable o una señal con frecuencias constante. Esta señal, capturada en el sistema de control, es por lo general integrada dos veces para obtener la historia de desplazamientos en el tiempo, que será el comando del actuador hidráulico. La señal es enviada a los actuadores que moverán la plataforma; estos actuadores por lo general cuentan con transductores de desplazamiento y carga que realimentan al sistema de control. Los modelos ensayados en la mesa generalmente son muy instrumentados con transductores de desplazamiento, de aceleración y con deformímetros. Estas señales son amplificadas, filtradas y leídas por el sistema de captura. Además de las señales inducidas, se pueden medir las vibraciones ambientales debido a viento, personas, tránsito de vehículos (Rodríguez-Ovando, 1979).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.3.2 Ensayes de estructuras de mampostería en mesa vibradora

1.3.2.1 R. W. Clough, P. Gülkan y R. L. Mayes (1980)

Estos autores ensayaron cuatro modelos de mampostería de ladrillos y bloques huecos de concreto a escala natural, de un nivel, diseñados con refuerzo parcial colocado verticalmente en las esquinas. Se probaron con los acelerogramas de El Centro (1940), Taft (1952) y Paicoma (1971). Se llegó a la conclusión que en una zona donde el suelo tiene una aceleración máxima de 0.1g zona 2A del Uniform Building Code Seismic (UBCS) no se requiere el refuerzo parcial, mientras que en la zona 2 del UBCS, aceleración máxima de 0.2g, se recomienda utilizar el refuerzo parcial.

1.3.2.2 O. Hernández, R. Meli, M. Padilla y E. Valencia (1981)

Hernández y otros ensayaron nueve modelos de adobe a escala 1:2.5, de un nivel variando el refuerzo y el tipo de techo. Se probaron con los acelerogramas de El Centro (1940), Managua, Puebla y Orizaba (1973). Se llegó a la conclusión que el refuerzo más eficaz era una malla de acero clavada a ambas caras del muro. El refuerzo con tirantes verticales en huecos y esquinas es más económico pero menos eficaz y el refuerzo con una viga cadena es mejor que el de los tirantes pero es necesario remover el techo. Para obtener un buen comportamiento sísmico se recomienda formar una liga adecuada del techo y los muros, refuerzo local en los huecos y fijar las tejas del techo para que estas no deslicen.

1.3.2.3 M. Tomazevic y R. Zarnic (1984)

Estos autores ensayaron un modelo de mampostería de ladrillo reforzada, de cuatro niveles a escala 1:7. Se probaron con el acelerograma de El Centro (1940), con diversas excitaciones como golpes con un martillo de goma, vibrando a pequeñas amplitudes de movimiento y a un movimiento senoidal con el cual ocurrió el colapso de la estructura. Se propuso un método analítico con los cuales se calcularon valores de resistencia, rigidez lateral y ductilidad que concuerdan con los medidos. Aunque hayan usado modelos bilineal y trilineal con degradación de rigidez, se obtuvo una correlación aceptable.

1.3.2.4 G. C. Manos, R. W. Clough y R. L. Mayes (1984)

Manos y colaboradores ensayaron un modelo de una casa a escala natural de mampostería con bloques de concreto huecos. Los muros no estaban interconectados en las esquinas sino que estaban conectados en su extremo superior por medio de un techo de madera. El modelo se colocó con un ángulo de 30 grados respecto a la dirección del movimiento. Se probó con el acelerograma de El Centro (1940), Taft (1952), Greenville (1980). La estructura se comportó satisfactoriamente hasta aceleraciones de 0.15g. Se observó que el refuerzo parcial del modelo se comportó satisfactoriamente, así como que el primer daño que afectó la estructura fue la pérdida parcial del dintel de la puerta. Se llegó a la conclusión que la pérdida de soporte para el techo, a través de la falla de las conexiones, puede ser muy perjudicial para el desempeño sísmico de la estructura.

1.3.2.5 D. P. Abrams (1988)

Este autor ensayó un modelo a escala 1:4 de una estructura de mampostería reforzada con bloques de concreto de tres niveles con el fin de compararlo con un modelo a escala natural ensayado cuasiestáticamente. Se probó con el acelerograma de El Centro (1940) además de hacer pruebas de vibración libre para determinar la reducción de rigidez lateral. En el modelo probado de forma dinámica se presentaron grietas por flexión, ocasionado por el debilitamiento y deslizamiento de la junta en la parte superior de las mochetas. Después el cortante dañó severamente a una de las mochetas exteriores con lo cual casi colapsa la estructura. Por otra parte, en el modelo a escala natural se presentaron agrietamientos a través de las juntas en forma de escalera, lo que se transforma en un área menor de transmisión de cortante y en una adherencia menor que en el modelo a escala.

1.3.2.6 M. Tomazevic, P. Weiss, T. Velechovsky (1990)

Tomazevic y otros ensayaron cuatro modelos de mampostería de piedra a escala 1:4 de dos niveles; los muros de piedra tenía dos capas de mampostería de piedra unida con mortero y en las aberturas contaban con dinteles de madera. Lo que variaba en cada modelo fue la estructuración del sistema de piso. El primero con pisos de madera y vigas no ancladas a los muros, otros dos con las vigas ancladas a las losas y a los muros por medio de varillas y un último con losas de concreto macizas coladas monolíticamente. Se ensayó con el acelerograma de Montenegro (1979), donde los muros que resistían la carga gravitacional fueron orientados paralelos al movimiento de la mesa. Las conclusiones a las que se llegaron fueron que la conexión del sistema de pisos con los muros es muy importante en el comportamiento, así como que el sistema de piso forme un diafragma rígido. Es adecuado remplazar el sistema de piso de madera por una losa de concreto. En el caso de losas con nervaduras longitudinales se recomienda anclarlas dentro de los muros, así como el empleo de acero diagonal para rigidizar el sistema de piso.

1.3.2.7 T. J. Paulson y D. P. Abrams (1990)

Estos autores ensayaron dos modelos de edificios a escala 1:4 de tres niveles con mampostería hecha con bloques de concreto huecos, con losas de concreto reforzada ancladas a estos muros los cuales también estaban reforzados. Se utilizó una variante en los modelos, la cual fue la simetría de los huecos (ventanas y puertas). Se diseñó de acuerdo con el código de diseño de mampostería de los Estados Unidos de América. Se ensayaron con el acelerograma de El Centro (1940). Se encontró que la deformada medida en los modelos fue invariable para todas las amplitudes de los modelos. El método de análisis lineal resulta apropiado para estimar la respuesta máxima de sistemas de mampostería no lineales y que la capacidad de deformación inelástica fue limitada debido al deslizamiento de las grietas de flexión, mientras que las mochetas a lado de las aberturas del otro modelo desarrollaron articulaciones plásticas en la parte superior e inferior, por lo que se presentaron rotaciones sin pérdida de estabilidad. El deterioro de la resistencia y rigidez se incrementó cuando las pruebas son más lentas como en ensayos cuasiestáticos.

1.3.2.8 C. Modena, P. La Mendola y A. Terrusi (1992)

Modena y colaboradores ensayaron un modelo de tres niveles a escala 1:5 de una estructura híbrida de mampostería y concreto reforzado. El modelo, perimetralmente, contaba con muros de mampostería reforzada e internamente con columnas, vigas y losas de concreto reforzado. Se ensayaron con señales artificiales según las recomendaciones del código europeo en el rango lineal mientras que en el rango no-lineal se usó el acelerograma de Montenegro (1979). El modo de falla fue por cortante. Se presentaron grietas delgadas en las juntas y a través de las piezas de mampostería, y en la planta baja, los daños fueron mayores, no le restó capacidad de carga vertical a los muros.

1.3.2.9 A. San Bartolomé, D. Quiun y D. Torrealva (1992)

Estos autores ensayaron un modelo a escala de tres niveles a escala 1:2.5 de un edificio de mampostería de arcilla confinada por medio de elementos de concreto reforzado. La estructura se diseñó de acuerdo con el código peruano (ININVI 1982). Se ensayó con el acelerograma del sismo ocurrido en Lima el 31 de mayo de 1970 en la dirección paralela a la de los muros. Se obtuvo que el desplazamiento y el periodo natural calculado con marcos planos fueron similares a los medidos en el rango elástico. A pesar de que la estructura fue diseñada para una falla por flexión, existe la posibilidad de una falla por cortante, por lo que se debe considerar en el diseño una posible falla por cortante.

1.3.2.10 S. M. Alcocer, D. Murià, J. I. Peña y J.C. Maldonado (1996)

Alcocer y otros ensayaron tres modelos a escala 1:3 con tabiques de barro recocido en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Los primeros dos modelos tenían una relación de aspecto igual a 1, y el último de los modelos tenía una relación de aspecto igual a 1.5. Todos los modelos constaban con una losa de concreto reforzado la cual unía los muros por medio de dadas. El segundo modelo se reforzó, después del ensayo inicial, mediante una malla equivalente en prototipo 6-6-10/10. Dentro de las conclusiones más destacadas se encuentra que en los modelos con muros con una relación de aspecto igual a 1 predominó un comportamiento dominado por cortante mientras que en el modelo con relación de aspecto 1.5 tuvo un comportamiento combinado ya que aumentaron las deformaciones por el efecto de flexión. El modelo que fue reparado y reforzado mostró un comportamiento muy satisfactorio al incrementar su resistencia en un factor de 1.5 para distorsiones del 0.3% y de 1.3 para distorsiones de 0.4%. Entre las recomendaciones del refuerzo de la malla se propone hacer 9 anclajes/m² mientras que en las recomendaciones para la mampostería destaca construir los muros dentados sin disminuir la sección transversal del castillo, para así incrementar la adherencia y trabazón entre el muro y el castillo.

1.3.2.11 D. Benedetti y P. Pezzoli (1996)

Estos autores ensayaron ocho modelos a escala 1:2, cuatro de ellos hechos con ladrillos y los otros cuatro con piedras rugosas cuadradas. Además de que cuatro de los modelos fueron reparados y vueltos a ensayar. Cabe mencionar que todos los modelos fueron construidos con mortero de baja calidad, además de que el sistema de piso de madera era variable en

sus conexiones para los modelos. Fueron ensayados con el acelerograma escalado de Irpinia (1980) con las señales grabadas en Calitri las cuales corresponden a un terremoto en suelo blando. Dentro de las conclusiones importantes encontraron que la mampostería de ladrillos tuvo un factor de reducción de fuerzas sísmicas por comportamiento inelástico Q de 1.5 a 1.8 mientras que en la mampostería de piedra se tuvo un factor Q de 2. El comportamiento de las conexiones en los sistemas de piso depende en gran cantidad a su calidad de construcción además de que su eficiencia es muy cuestionable. Por otra parte la eficiencia radica en que los muros tengan un comportamiento en conjunto lo cual es provocado por los sistemas de piso.

1.3.2.12 M. Tomazevic y I. Klemenc (1997)

Tomazevic y Klemenc ensayaron dos modelos de tres niveles a escala 1:5 de una vivienda típica de Chile diseñado con el Eurocode 8 de mampostería confinada. Se probaron con el acelerograma de Montenegro (1979). Una de las estructuras se probó en un sentido en el cual los muros eran simétricos y la otra estructura se probó en el otro sentido donde contaba con una distribución de muros aunado a los huecos de puertas y ventanas no simétrica. Dentro de las conclusiones que se obtuvieron el modo de falla que controló el comportamiento de los modelos fue el de cortante. El Eurocode 8 es muy conservador ya que el modelo y, por consiguiente el prototipo, tienen una resistencia mucho mayor que la que indica el código, además de poseer un valor mas alto del factor de reducción Q de 2.9 en una dirección y de 2.4 en otra dirección mientras que el propuesto es de 2. Así como en el caso de las aceleraciones inducidas puede soportar hasta 0.8g mientras se había diseñado para una aceleración de 0.3g.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

2. DISEÑO DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 INTRODUCCIÓN

Para el diseño de los modelos de esta investigación se escogió un prototipo sencillo de vivienda del INFONAVIT el cual, de acuerdo con sus dimensiones y características, era adecuado para construir el modelo a escala y ensayarlo en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería. La escala que se escogió de acuerdo con las características de la mesa vibradora fue una escala de 1:2 para los modelos de uno y tres niveles y una escala de 1:2.4 para el modelo de cinco niveles. En la fig. 2.1 se presenta el isométrico del primer modelo de 1 nivel a ensayar, el cual es de interés para este trabajo escrito. Las dimensiones aparecen en la figura en metros.

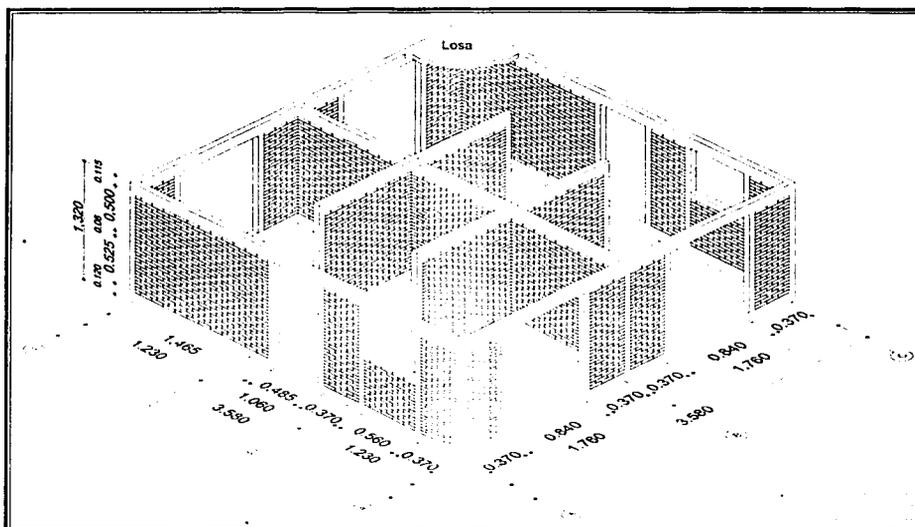


Fig. 2.1 Modelo vivienda un nivel escala 1:2 en isométrico

EL criterio de análisis utilizado para el prototipo de la vivienda fue el del método simplificado permitido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Además, se empleó el Manual de Obras Civiles de la CFE para la regionalización sísmica. A continuación se presentará una breve descripción del método simplificado.

A manera de aclaración cabe recalcar que el diseño de la vivienda se hizo para un prototipo el cual fue escogido debido a varios factores, el cual se va a escalar por medio de

las leyes de similitud para modelos dinámicos dado que el ensaye así lo requiere. Estas leyes se presentarán más adelante en el capítulo en la sección 2.4.

Cabe mencionar que la estructuración del prototipo de vivienda es una estructura a base de muros de carga los cuales proporcionan su resistencia ante cargas laterales. Los muros se encuentran confinados por medio de dadas y castillos. El sistema de muros se encuentra unido a su vez a una losa de concreto reforzado, la cual se supone que funciona como un diafragma rígido en su plano.

2.2 ESPECIFICACIONES GENERALES DE DISEÑO

EL RCDF y las NTCM tienen una filosofía de diseño a base de estados límite de falla y estados límites de servicio. En el caso de los estados límite de falla, los elementos estructurales son diseñados y dimensionados de modo que la resistencia de diseño en cualquier sección sea al menos igual al valor de diseño de las fuerzas y momento interno que se encuentre actuando en la sección. Esta resistencia debe contener el factor de resistencia adecuado al tipo de acción. En cuanto a los estados límite de servicio, se comprobarán que las respuestas de la estructura (asentamientos, deformaciones, agrietamientos, vibraciones, etc.) estén limitados a valores que aseguren el funcionamiento satisfactorio de la estructura en condiciones de servicio.

Por otra parte, las estructuras se diseñarán por durabilidad para que la expectativa de vida útil sea de 50 años. La aplicación de estas normas contempla que se cumpla el aspecto de la durabilidad aunque si la estructura se encuentra ante condiciones mas agresivas es necesario aplicar criterios adicionales.

En el caso de estos prototipos, se diseñaron por sismo, para una resistencia nominal a cortante dada por la siguiente expresión empírica (NTCM, 2000)

$$V = 0,5 v^* A_T + 0,3 P \leq 1,5 v^* A_T \quad (2.1)$$

donde

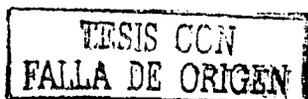
V = resistencia nominal a cortante

v^* = esfuerzo cortante de diseño

A_T = área total bruta de la sección transversal del muro

P = es la carga axial que soporta el muro sin multiplicar por el factor de carga

Esta resistencia calculada pretende estimar la carga agrietamiento diagonal. Por tanto, podemos decir que no se presentaría la falla ya que la mampostería confinada tiene una reserva adicional después de este agrietamiento, como se ha explicado anteriormente.



2.3 MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS

El método simplificado de análisis para estructuras de mampostería es un método con el cual podemos distribuir el cortante de entrepiso. Una vez hecho esto se compara con la resistencia que aportan todos los muros en la dirección que se esté analizando.

Cabe mencionar que este método tiene ciertas restricciones estructurales para su utilización como lo son:

- El 75 % de la carga vertical sea soportada por los muros ligados entre si mediante losas monolíticas u otro sistema lo suficientemente rígido ante el corte
- La distribución de los muros sea sensiblemente simétrica respecto a dos ejes ortogonales; para que se cumpla con esta disposición se tiene un límite de que la excentricidad torsional calculada sea menos del diez por ciento de la dimensión en planta del entrepiso medida paralelamente a esta excentricidad
- La relación longitud entre ancho de la planta no excede a 2
- La relación altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede 1,5
- La altura no es mayor de 13 m

Como se puede apreciar este método, es muy sencillo y actualmente en los despachos de cálculo es el más utilizado debido a su facilidad y a que su aplicación permite omitir el cálculo de desplazamientos e ignorar los efectos de torsión y de momento de volteo. Sin embargo hay que hacer hincapié en sus restricciones dado que frecuentemente es mal utilizado este método simplificado para el análisis de carga lateral. El método tiene su lado conservador el cual se evaluará al desarrollar este trabajo escrito

2.4 LEYES DE SIMILITUD DINAMICA

El ensaye de una estructura a escala real requiere la construcción de laboratorios muy grandes y por tanto, costosos. Se ha optado por la elaboración de modelos a una escala reducida, lo que permite ensayar un modelo de cualquier estructura. Es por esto que, dependiendo del fenómeno en estudio, podemos recurrir a las leyes de la similitud para extrapolar los resultados del modelo estudiado hacia el prototipo deseado (Krawinkler-Moncarz, 1982).

Estableciendo los principios de análisis dimensional se pueden relacionar las dimensiones y propiedades del modelo y el prototipo. Este análisis se basa en que los fenómenos físicos siempre pueden ser representados por una ecuación de dimensionamiento homogéneo del tipo

$$q_1 = F(q_2, q_3, \dots, q_n) \quad (2.2)$$

donde n es el número de cantidades físicas involucradas en el fenómeno, q_1 es la cantidad a ser evaluada y q_2 a q_n son las cantidades de cual depende q_1 . Por ejemplo, la respuesta de los esfuerzos de una estructura bajo acciones dinámicas, se encuentra en función de un vector de posición r , del tiempo t , de la densidad de la masa ρ , de la rigidez del material

E, de la historia de aceleraciones a , de la aceleración gravitacional g , de la longitud l y de las condiciones iniciales de esfuerzo σ_0 y \bar{r}_0 , respectivamente. Así la ec 2.2 quedaría

$$\sigma = F(\bar{r}, t, \rho, E, a, g, l, \sigma_0, \bar{r}_0) \quad (2.3)$$

Por medio de una relación funcional n-N entre una serie independiente de productos Π , se puede reducir la ecuación de homogeneidad dimensional para n cantidades físicas, quedando

$$\Pi_1 = f(\Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-N}) \quad (2.4)$$

donde Π_1 a Π_{n-N} son productos dimensionales independientes de las cantidades físicas q_1 a q_n , y el número N es el rango de la matriz dimensional, que es usualmente igual al número de unidades básicas requerido para describir las cantidades físicas.

Si se igualan las ecuaciones 2.2 y 2.4 se puede describir el mismo fenómeno físico, resultando también válido el dimensionamiento para el prototipo y el modelo, si la similitud es adecuada. La condición suficiente para completar la similitud es

$$\begin{aligned} (\Pi_1)_P &= (\Pi_1)_M \\ (\Pi_2)_P &= (\Pi_2)_M \\ &\dots \\ (\Pi_{n-N})_P &= (\Pi_{n-N})_M \end{aligned} \quad (2.5)$$

donde los subíndices P y M se refieren al prototipo y al modelo, respectivamente. La primera de estas ecuaciones es referida frecuentemente a otras ecuaciones, constituyendo las condiciones de diseño del modelo. Para asegurar una respuesta confiable de la cantidad q_1 , se debe tener cuidado en la especificación de un correcto número de cantidades físicas en la ec 2.2. No será necesario incluir en el diseño del modelo las cantidades que tengan efectos insignificantes sobre q_1 .

Si se cumplen todos los requisitos de la ecuación 2.5 el modelo se acercará más a la realidad. Por otra parte muchas cantidades pueden ser escaladas arbitrariamente, siendo las otras escaladas en función de las seleccionadas.

La confiabilidad de las respuestas depende, en gran parte, de la habilidad para construir los modelos. Por otro lado si nos enfocamos en los materiales usados en la construcción, de los cuales depende en su mayoría el experimento, podemos reconocer dos tipos extremos de modelación: el modelo de similitud completa y la modelación de similitud simple (Tomazevic-Velechovsky, 1992).

En el modelo de similitud completa se escala el diagrama esfuerzo - deformación, por lo que es necesario que los materiales sean especialmente fabricados para que tengan una resistencia menor que la del prototipo, de tal manera que su curva esfuerzo deformación sea similar en ambos casos. Esto es difícil de lograr ya que los materiales tienen que tener

CON
FALLA DE ORIGEN

el mismo peso específico, la misma relación de Poisson y mismo amortiguamiento que los materiales del prototipo.

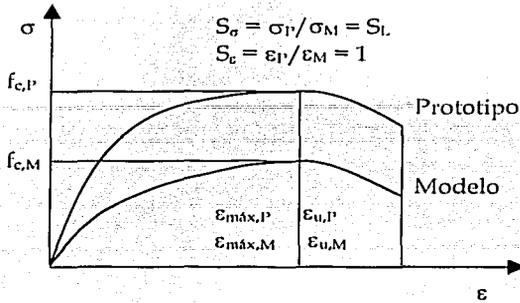


Figura 2.2 Relación esfuerzo deformación de los materiales; modelo de similitud completa

El modelo de similitud simple es construido con los mismos materiales pero escalados en dimensiones, es decir la misma curva esfuerzo - deformación, sólo que con otras dimensiones. Puesto que es más sencillo, en nuestro caso se optó por este tipo de modelación.

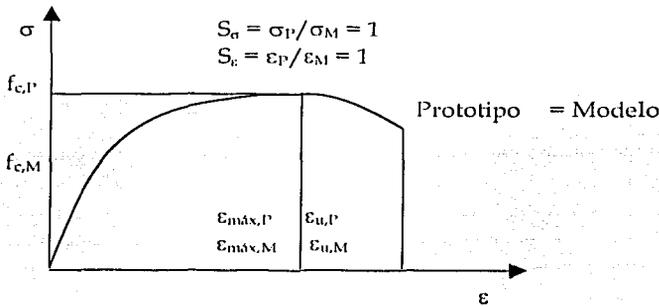


Figura 2.3 Relación esfuerzo deformación de los materiales; modelo de similitud simple

En general, si la cantidad q_M , ha sido medida en el modelo, la cantidad q_P del prototipo puede ser determinada multiplicando la cantidad medida q_M por el factor de escala S_q . Por lo tanto

$$q_P = q_M S_q \tag{2.6}$$

Es así como se optó por este tipo de modelación por lo que a continuación se presentan en la tabla 2.1 los parámetros involucrados para modelos dinámicos bajo la ley de similitud simple para nuestros modelos de mampostería confinada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 2.1 Factores de escala para modelación dinámica simple

Concepto	Nomenclatura	Expresión General	Factor de escala Esc. 1:2	Factor de escala Esc. 1:2,4
Longitud	L	$S_L = L_P/L_M$	2	2,4
Deformación	ϵ	$S_\epsilon = \epsilon_P/\epsilon_M$	1	1
Resistencia	F	$S_F = f_P/f_M$	1	1
Esfuerzo	σ	$S_\sigma = f_P/f_M$	1	1
Modulo de Young	E	$S_E = S_\sigma/S_\epsilon$	1	1
Peso específico	Γ	$S_\Gamma = \Gamma_P/\Gamma_M$	1	1
Fuerza	F	$S_F = S_L^2 S_f$	4	5,76
Tiempo	T	$S_T = S_L(S_f S_\epsilon/S_f)^{1/2}$	2	2,4
Frecuencia	W	$S_W = 1/S_T$	1/2	1/2,4
Desplazamiento	D	$S_D = S_L S_\epsilon$	2	2,4
Velocidad	V	$S_V = S_\epsilon(S_f/S_f)^{1/2}$	1	1
Aceleración	a	$S_a = S_f/S_L S_f$	1/2	1/2,4

2.5 SELECCIÓN DEL PROTOTIPO

Dado que para este trabajo escrito es de interés solamente el modelo de un nivel que en adelante llamaremos M1-SR-CC, a continuación se muestra el criterio para escoger el prototipo (Alcocer, 2000). Fue indispensable para este proceso el adaptarse a las características de la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería.

La mesa vibradora cuenta con un área disponible de 12.81 m², a pesar de que tiene un área de 16 m². Esto debido a los orificios con los que cuenta para fijar el modelo. Respecto a la fijación de los modelos, se eligió una cimentación basada en perfiles metálicos, ya que usar tornillos para su fijación debido a las características de la mesa, es más sencillo si la cimentación esta hecha a partir de perfiles metálicos. Para poder hacer la conexión adecuada con la estructura, esta cimentación cuenta con conectores de cortante los cuales estarán ahogados en el concreto de las dalas de cimentación de los modelos. Esto se hizo con la finalidad de transmitir el movimiento que se produce en la mesa vibradora a la cimentación del modelo y a su vez a la estructura. En la figura 2.4 se muestra una planta de la mesa vibradora con la distribución de los agujeros y la cimentación construida con perfiles metálicos unidos entre sí con soldadura.

En cuanto a la capacidad máxima de carga (o peso de los modelos), tomando en cuenta su posible frecuencia de vibración, se fijo un limite máximo de 20 toneladas. Para el caso del modelo M1-SR-CC no se tuvo ningún problema de este tipo ya que el modelo pesa aproximadamente 5.3 toneladas.

Otro aspecto que se consideró fue la dirección de prueba de los modelos ya que la mesa vibradora tiene dos grados de libertad un horizontal y uno vertical. De esta forma se diseño la distribución de muros considerando los posibles modos de falla, mientras que en

la otra dirección, se acondicionaron los muros de tal modo que se tuviera accesibilidad al interior así como de que contribuyeran a rigidizar por torsión los modelos para que las acciones en los muros colineales al movimiento de la masa solo se deban a éste.

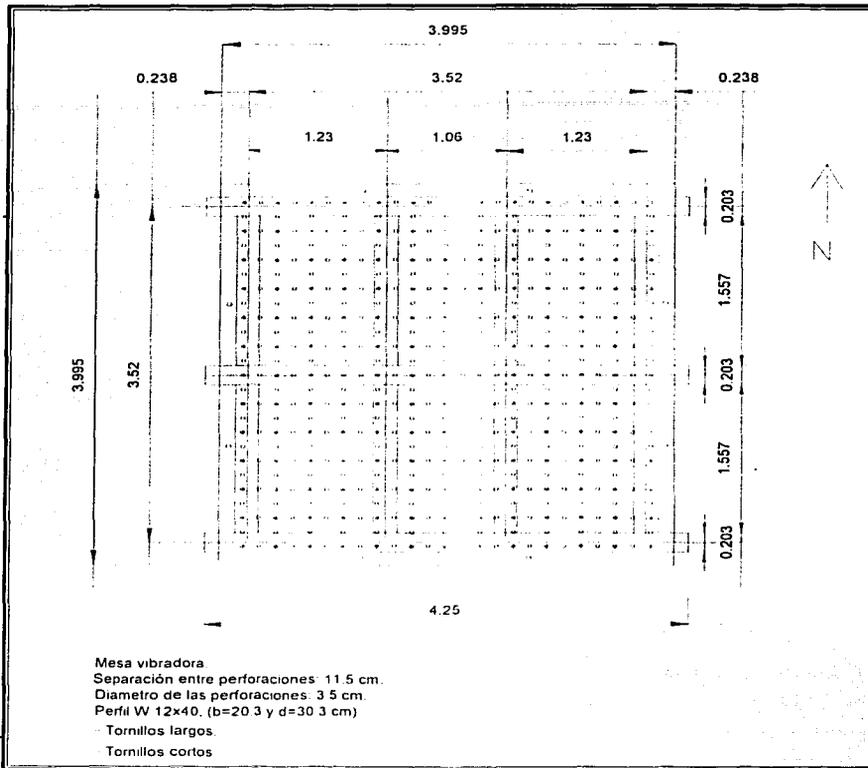


Figura 2.4 Cimentación de los modelos escala 1:2 sobre mesa vibradora

Por lo tanto, se propuso un prototipo con dimensiones en planta de 7,16 m x 7,16 m de mampostería confinada de tabique rojo recocido de manufactura artesanal. Los muros son de 12 cm de espesor, losa maciza de concreto reforzado de 12 cm de espesor y una altura de entrepiso de 2,40 m.

La estimación de las cargas muertas y vivas se hizo con el RCDF para una ocupación de suelo de Casa-habitación, donde en cuanto a cargas muertas se incluyó una sobrecarga de 20 kg/m² correspondiente a las losas de entrepiso y de azotea de acuerdo con el artículo 197. Por otra parte, la carga viva de azotea, con pendiente < 5%, se consideró de 70 kg/m² y de 90 kg/m² para los entrepisos correspondientes a lo marcado en el artículo 199.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Tabla 2.2 Áreas tributarias para cada muro

Áreas tributarias		
Muro	Longitud	A losa Real
	m	m ²
Muros en el eje X		
1	0,7400	1,4616
2	0,7400	1,4616
3	0,7400	1,4616
4	0,7400	1,4616
5	1,8800	5,0750
6	1,8800	5,0750
7	1,8800	5,0750
8	1,8800	5,0750
9	0,7400	1,4616
10	0,7400	1,4616
11	0,7400	1,4616
12	0,7400	1,4616
Muros en el eje Y		
13	2,8700	2,6688
14	0,7400	1,5468
15	0,7400	1,1220
16	2,3400	3,1752
17	2,0000	2,2472
18	2,3400	3,1752
19	2,8700	2,6688
20	0,7400	1,5468
21	0,7400	1,1220
Total	28,820	51,266

Tabla 2.3 Definición de cargas

Cargas por elemento estructural.	
a) losa plana de azotea de concreto reforzado de 12 cm.	
Carga muerta total	
Peso propio:	264 kg/m ²
Recubrimiento interior:	30 kg/m ²
Relleno y enladrillado:	100 kg/m ²
Incremento adicional	20 kg/m ²
Cargas de diseño	
Carga muerta total:	414 kg/m ²
Carga viva por sismo:	70 kg/m ²
Peso para diseño sísmico	484 kg/m ²

Peso propio de materiales	
Mampostería:	1600 kg/m ³
Concreto	2200 kg/m ³

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.6.2 Resistencia ante cargas laterales

Como se mencionó anteriormente, se utilizó el método simplificado para el análisis ante cargas laterales, por lo que es necesario conocer el coeficiente sísmico c , el cual está en función de la ubicación y del tipo de suelo en el cual se encuentra la estructura. El coeficiente c se obtuvo de la regionalización del Manual de Obras Civiles de la CFE que se muestra en la figura 2.5.

Para una estructura de mampostería confinada, el RCDF propone un factor de comportamiento sísmico Q' igual a 2. Dado que la dirección del movimiento Este-Oeste es paralela a los ejes A,B y C, se revisará la resistencia en esa dirección, la cual es aportada por los muros localizados en estos ejes. Sin embargo se realizará de igual forma, la revisión para la otra dirección a manera de ejemplificar el procedimiento utilizado.

Tabla 2.4 Cargas por muro

Muro	Longitud M	Espesor m	A losa Azotea M ²	A Muros C. Ver m ²	Peso de las losas kg (kN)	Peso de los muros kg (kN)	Carga Adicional kg (kN)	Carga Sismo kg (kN)
Muros eje X								
1	0,98	0,12	1,462	0,803	707,414 (6,94)	154,157 (1,51)	66,521 (0,65)	928,09 (9,10)
2	0,98	0,12	1,462	0,803	707,414 (6,94)	154,157 (1,51)	66,521 (0,65)	928,09 (9,10)
3	0,98	0,12	1,462	0,803	707,414 (6,94)	154,157 (1,51)	66,521 (0,65)	928,09 (9,10)
4	0,98	0,12	1,462	0,803	707,414 (6,94)	154,157 (1,51)	66,521 (0,65)	928,09 (9,10)
5	2,12	0,12	5,075	2,040	2456,300 (24,096)	391,64 (3,84)	143,904 (1,41)	2991,85 (29,35)
6	2,12	0,12	5,075	2,040	2456,300 (24,096)	391,64 (3,84)	143,904 (1,41)	2991,85 (29,35)
7	2,12	0,12	5,075	2,040	2456,300 (24,096)	391,64 (3,84)	143,904 (1,41)	2991,85 (29,35)
8	2,12	0,12	5,075	2,040	2456,300 (24,096)	391,64 (3,84)	143,904 (1,41)	2991,85 (29,35)
9	0,98	0,12	1,462	0,803	707,414 (6,94)	154,157 (1,51)	66,521 (0,65)	928,09 (9,10)
10	0,98	0,12	1,462	0,803	707,414 (6,94)	154,157 (1,51)	66,521 (0,65)	928,09 (9,10)
11	0,98	0,12	1,462	0,803	707,414 (6,94)	154,157 (1,51)	66,521 (0,65)	928,09 (9,10)
12	0,98	0,12	1,462	0,803	707,414 (6,94)	154,157 (1,51)	66,521 (0,65)	928,09 (9,10)
Muros eje Y								
13	3,11	0,12	2,669	3,114	1291,699 (12,67)	597,88 (5,87)	211,104 (2,07)	2100,68 (20,61)
14	0,98	0,12	1,547	0,803	748,651 (7,34)	154,16 (1,51)	66,521 (0,65)	969,33 (9,51)
15	0,98	0,12	1,122	0,803	543,048 (5,33)	154,16 (1,51)	66,521 (0,65)	763,73 (7,49)
16	2,58	0,12	3,175	2,539	1536,797 (15,08)	487,47 (4,78)	175,128 (1,72)	2199,39 (21,58)
17	2,24	0,12	2,247	2,170	1087,645 (10,67)	416,64 (4,09)	152,049 (1,49)	1656,33 (16,25)
18	2,58	0,12	3,175	2,539	1536,797 (15,08)	487,47 (4,78)	175,128 (1,72)	2199,39 (21,58)
19	3,11	0,12	2,669	3,114	1291,699 (12,67)	597,88 (5,87)	211,104 (2,07)	2100,68 (20,61)
20	0,98	0,12	1,547	0,803	748,651 (7,34)	154,16 (1,51)	66,521 (0,65)	969,33 (9,51)
21	0,98	0,12	1,122	0,803	543,048 (5,33)	154,16 (1,51)	66,521 (0,65)	763,73 (7,49)
Total	33,860		51,266	31,270	24 812,550 (243,41)	6 003,782 (58,89)	2 298,384 (22,55)	33 114,717 (324,86)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

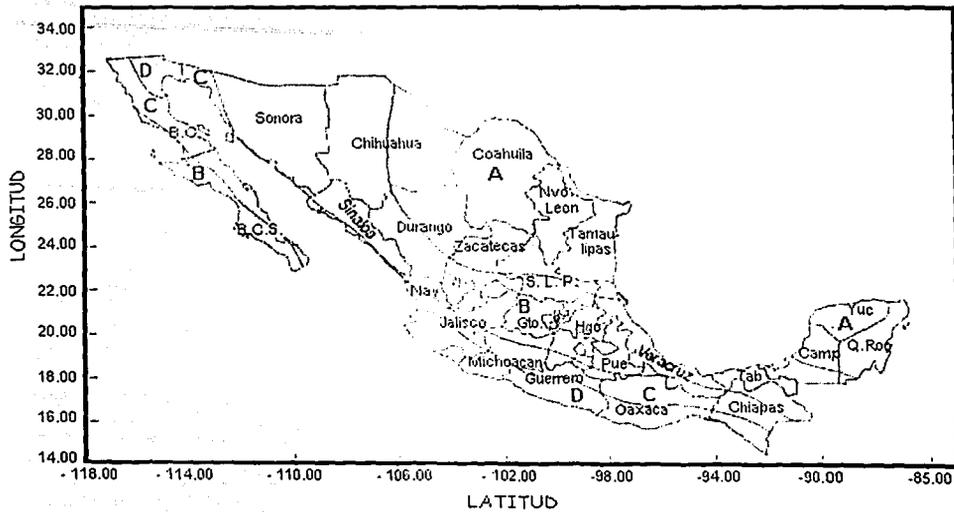


Figura 2.5 Regionalización sísmica del Manual de Obras Civiles de la CFE

Tabla 2.5 Coeficientes sísmicos de acuerdo con la regionalización del Manual de Obras Civiles de la CFE.

Zona sísmica	Tipo de Suelo	c
A	I	0,08
	II	0,16
	III	0,20
B	I	0,14
	II	0,30
	III	0,36
C	I	0,36
	II	0,64
	III	0,64
D	I	0,50
	II	0,86
	III	0,86

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

En la tabla 2.6 se presenta la aportación de cortante de cada muro en cada dirección así como la suma, la cual corresponde al cortante basal resistente. Este es el que se compara con la fuerza actuante.

Cabe hacerse la aclaración que la NTCM recomienda usar un valor de diseño ante esfuerzo cortante de la mampostería (v^*) de 3.5 kg/cm^2 (0.35 Mpa) para piezas de tabique de barro recocido unidas con un mortero tipo I.

Tabla 2.6 Resistencia lateral y cortante basal del prototipo en la dirección X

Muro	Longitud	Espesor	Area	Carga vertical	F_i	Area Reduc.	Vr, RCDF
	m	m	transv. m ²	P kg (kN)	($1.33 \cdot L/H$) ²	m ²	kg (kN)
1	0,98	0,12	0,118	918,46 (9,01)	0,361	0,0424	589,32 (5,78)
2	0,98	0,12	0,118	918,46 (9,01)	0,361	0,0424	589,32 (5,78)
3	0,98	0,12	0,118	918,46 (9,01)	0,361	0,0424	589,32 (5,78)
4	0,98	0,12	0,118	918,46 (9,01)	0,361	0,0424	589,32 (5,78)
5	2,12	0,12	0,254	2 967,37 (29,11)	1,000	0,2544	3 739,55 (36,68)
6	2,12	0,12	0,254	2 967,37 (29,11)	1,000	0,2544	3 739,55 (36,68)
7	2,12	0,12	0,254	2 967,37 (29,11)	1,000	0,2544	3 739,55 (36,68)
8	2,12	0,12	0,254	2 967,37 (29,11)	1,000	0,2544	3 739,55 (36,68)
9	0,98	0,12	0,118	918,46 (9,01)	0,361	0,0424	589,32 (5,78)
10	0,98	0,12	0,118	918,46 (9,01)	0,361	0,0424	589,32 (5,78)
11	0,98	0,12	0,118	918,46 (9,01)	0,361	0,0424	589,32 (5,78)
12	0,98	0,12	0,118	918,46 (9,01)	0,361	0,0424	589,32 (5,78)
	16,32		1,958	19 217,13 (188,52)		1,3570	19 672,72 (192,99)

Tabla 2.7 Resistencia lateral y cortante basal del prototipo en la dirección Y

Muro	Longitud	Espesor	Area	Carga vertical	F_i	Area Reduc.	$V_r, RCDF$
	m	m	transv. m ²	P kg (kN)	$(1.33 \cdot L/H)^2$	m ²	kg (kN)
13	3,11	0,12	0,373	2 063,31 (20,24)	1,000	0,3732	5 004,99 (49,09)
14	0,98	0,12	0,118	959,69 (9,41)	0,361	0,0424	592,44 (5,81)
15	0,98	0,12	0,118	754,09 (7,40)	0,361	0,0424	576,86 (5,66)
16	2,58	0,12	0,310	2 168,93 (21,28)	1,000	0,3096	4 248,07 (41,67)
17	2,24	0,12	0,269	1 630,29 (15,99)	1,000	0,2688	3 635,16 (35,66)
18	2,58	0,12	0,310	2 168,93 (21,28)	1,000	0,3096	4 248,07 (41,67)
19	3,11	0,12	0,373	2 063,31 (20,24)	1,000	0,3732	5 004,99 (49,09)
20	0,98	0,12	0,118	959,69 (9,41)	0,361	0,0424	592,44 (5,81)
21	0,98	0,12	0,118	754,09 (7,40)	0,361	0,0424	576,86 (5,66)
	17,540		2,105	13 522,35 (132,65)		1,804	24 479,91 (240,15)

Ya que se conoce el cortante resistente para este prototipo de 1 nivel podemos calcular cuál sería el coeficiente sísmico c que se puede aplicar a la estructura en la dirección Y, igualando la resistencia lateral del prototipo al cortante basal actuante mediante la ecuación 2.7

$$V_b = \frac{c}{Q'} W_{total} \times F.C. \quad (2.7)$$

donde

V_b = cortante en la base de una estructura

W_{total} = peso total de la estructura

F.C. = es el factor de carga (sismo) igual a 1.1

$$c = \frac{V_b \cdot Q'}{W_{total} \times F.C.} = \frac{24479.912 \times 2}{33114.72 \times 1.1} = 1.344$$

Como se incluye en las tablas 2.6 y 2.7 se puede ver que aunque se hiciera el diseño para este coeficiente en la dirección X, no pasaría la estructura dado que tenemos una fuerza resistente menor en la dirección X a la que tenemos en la dirección Y. Sin embargo dado que nuestro modelo se probará en la dirección Y, es suficiente analizar este resultado del coeficiente c .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Si observamos la zonificación del Manual de Obras Civiles de la CFE mostrada en la figura 2.5 y en la tabla 2.5 podemos ver que inclusive, para el caso más desfavorable, esta vivienda no tendría problemas para resistir las cargas laterales, la cual corresponde a la zona D y tipo de suelo II o III los cuales tienen un coeficiente sísmico c de 0.86 para el rango de comportamiento elástico de la estructura.

2.6.3 Análisis ante carga vertical

A pesar de que el modelo se diseñó ante cargas laterales, es necesario revisar la resistencia por cargas verticales la cual se muestra a continuación. En la tabla 2.8 se presenta un análisis de cargas y en la tabla 2.9 se incluye el análisis ante carga vertical. Para calcular la resistencia a compresión de un muro de mampostería confinada el RCDF propone la siguiente expresión:

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T \quad (2.8)$$

donde,

P_R = la carga vertical resistente

F_R = factor de resistencia 0.6

F_E = factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez; 0.7 para muros interiores y 0.6 para muros exteriores

f_m^* = resistencia de diseño a compresión de la mampostería 25 kg/cm² (2,5 MPa) del RCDF

Tabla 2.8 Definición de cargas

Cargas por elemento estructural.		
a) losa plana de azotea de concreto reforzado de 12 cm.		
Carga muerta total		
Peso propio:		264 kg/m ²
Recubrimiento interior:		30 kg/m ²
Relleno y enladrillado:		100 kg/m ²
Incremento adicional		20 kg/m ²
Cargas de diseño		
Carga muerta total:		414 kg/m ²
Carga viva máxima:		100 kg/m ²
Peso para diseño sísmico		514 kg/m ²

Peso propio de materiales		
Mampostería:	1500	kg/m ³
Concreto	2200	kg/m ³

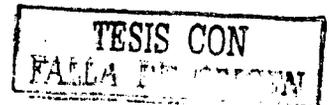
Tabla 2.9 Análisis por cargas verticales del prototipo

Muro	Longitud	A losa	A Muros	Peso de	Peso de	Carga	Carga	Carga vert	P _R
		Azotea	C. Ver	las losas	los muros	Adicional	Vertical	x 1.4 RCDF	RCDF
	m	m ²	m ²	kg	kg	kg	kg	kg	kg
Muros eje X									
1	0.98	1.462	0.803	751.262	144.522	66.521	962.31	1347.23	12348.00
2	0.98	1.462	0.803	751.262	144.522	66.521	962.31	1347.23	12348.00
3	0.98	1.462	0.803	751.262	144.522	66.521	962.31	1347.23	12348.00
4	0.98	1.462	0.803	751.262	144.522	66.521	962.31	1347.23	12348.00
5	2.12	5.075	2.040	2608.550	367.164	143.904	3119.62	4367.46	31164.00
6	2.12	5.075	2.040	2608.550	367.164	143.904	3119.62	4367.46	31164.00
7	2.12	5.075	2.040	2608.550	367.164	143.904	3119.62	4367.46	31164.00
8	2.12	5.075	2.040	2608.550	367.164	143.904	3119.62	4367.46	31164.00
9	0.98	1.462	0.803	751.262	144.522	66.521	962.31	1347.23	12348.00
10	0.98	1.462	0.803	751.262	144.522	66.521	962.31	1347.23	12348.00
11	0.98	1.462	0.803	751.262	144.522	66.521	962.31	1347.23	12348.00
12	0.98	1.462	0.803	751.262	144.522	66.521	962.31	1347.23	12348.00
Muros eje Y									
13	3.11	2.669	3.114	1371.763	560.511	211.104	2143.38	3000.73	39186.00
14	0.98	1.547	0.803	795.085	144.522	66.521	1006.10	1408.54	12348.00
15	0.98	1.122	0.803	576.708	144.522	66.521	787.75	1102.85	12348.00
16	2.58	3.175	2.539	1632.053	457.002	175.128	2264.18	3169.86	37926.00
17	2.24	2.247	2.170	1155.081	390.600	152.049	1697.71	2376.79	32928.00
18	2.58	3.175	2.539	1632.053	457.002	175.128	2264.18	3169.86	37926.00
19	3.11	2.669	3.114	1371.763	560.511	211.104	2143.38	3000.73	39186.00
20	0.98	1.547	0.803	795.085	144.522	66.521	1006.10	1408.54	12348.00
21	0.98	1.122	0.803	576.708	144.522	66.521	787.75	1102.85	12348.00
Total	33.860	51.266	31.270	26,350.518	5,628.546	2,298.384	34,277.448		

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Como se puede ver en las últimas 2 columnas de la tabla 2.9 la fuerza vertical que actúa sobre los muros en todos los casos es mucho menor a la carga vertical resistente P_R . Por lo que la capacidad de la estructura está muy por encima de lo demandada ante cargas verticales.

Para pasar del diseño hecho para el prototipo de la vivienda que se va a utilizar, hacia el modelo que se va a ensayar en la mesa vibradora, solo es necesario aplicar los factores de escala correspondientes que se encuentran en la tabla 2.1; es decir si se tiene una altura de muro de 2.40 metros al aplicar la escala 1:2 en este caso para nuestra ley de similitud elegida la altura del muro será de 1.20 metros. En el siguiente capítulo se aborda más la descripción del modelo y sus características peculiares de modelo a escala debido a la ley de similitud que se escogió.



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

3. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

3.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO M1-SR-CC

Una vez que se definió el prototipo y se eligió la ley de similitud a seguir, la escala adecuada para representar los modelos fue 1:2. En este apartado se pretende describir el modelo (figura 3.1) donde se pueden ver la distribución de muros y de castillos, así como los huecos debidos a ventanas y puertas.

Estos detalles, referentes, a la distribución de ventanas y puertas se pueden ver más claramente en la figura 2.1 o en las fachadas que se muestran a continuación en las figuras, 3.2 y 3.3. Las dimensiones aparecen en milímetros.

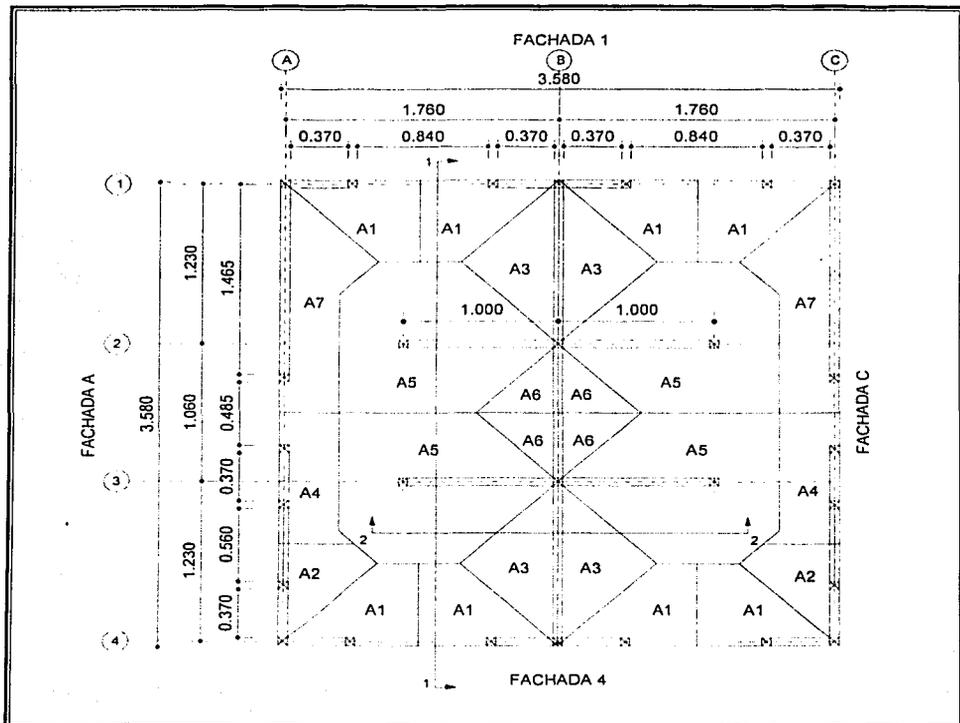


Figura 3.1 Planta del modelo M1-SR-CC

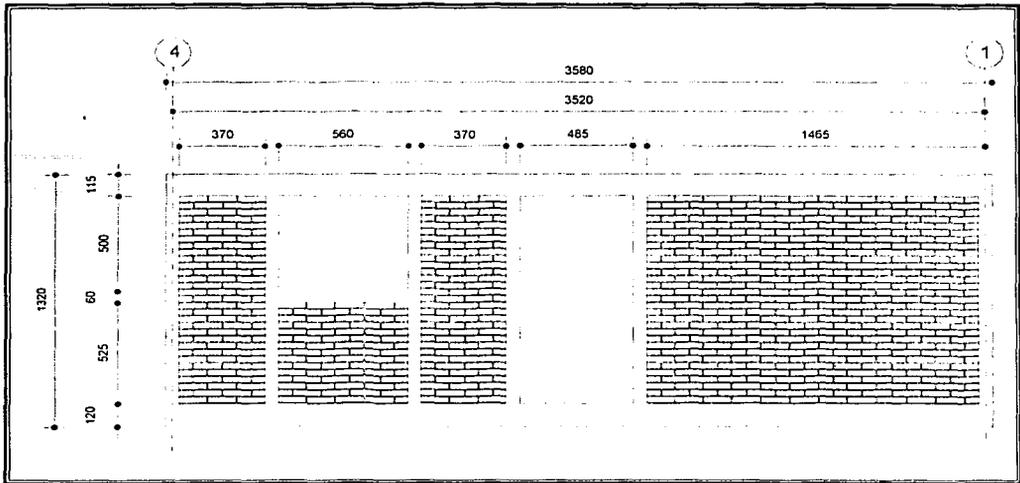


Figura 3.2 Fachada A y C modelo M1-SR-CC

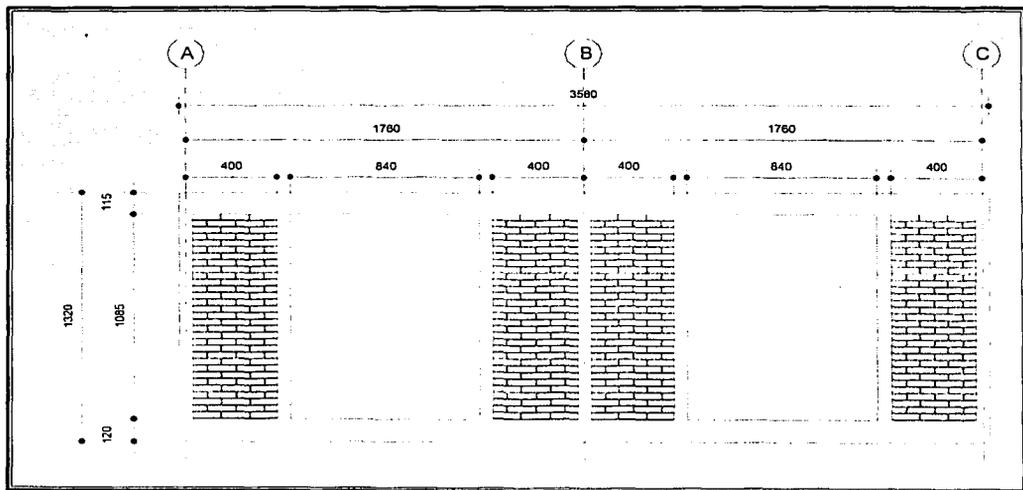


Figura 3.3 Fachada 1 y 4 del modelo M1-SR-CC

TESIS
FALLA DE ORIGEN

En los muros centrales localizados en los ejes 2,3 y B, en las figuras 3.4 y 3.5 se muestra una elevación en donde se pueden apreciar sus dimensiones, las cuales están en milímetros.

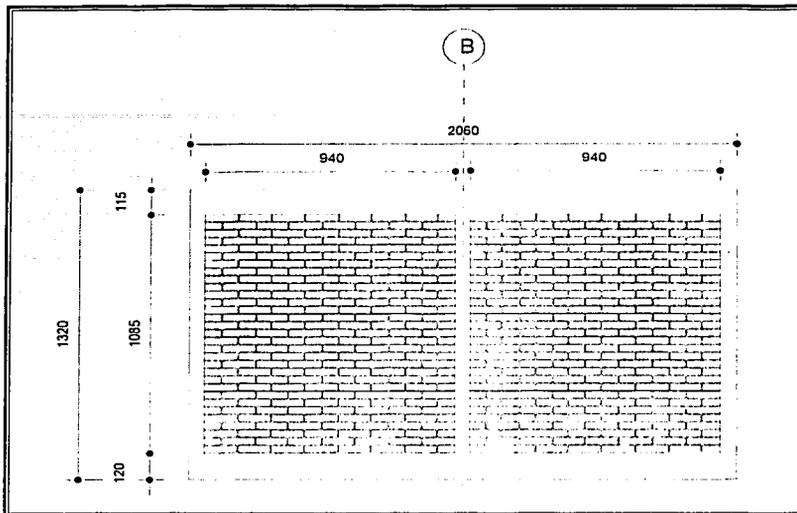


Figura 3.4 Muros en eje 2 y 3 modelo M1-SR-CC

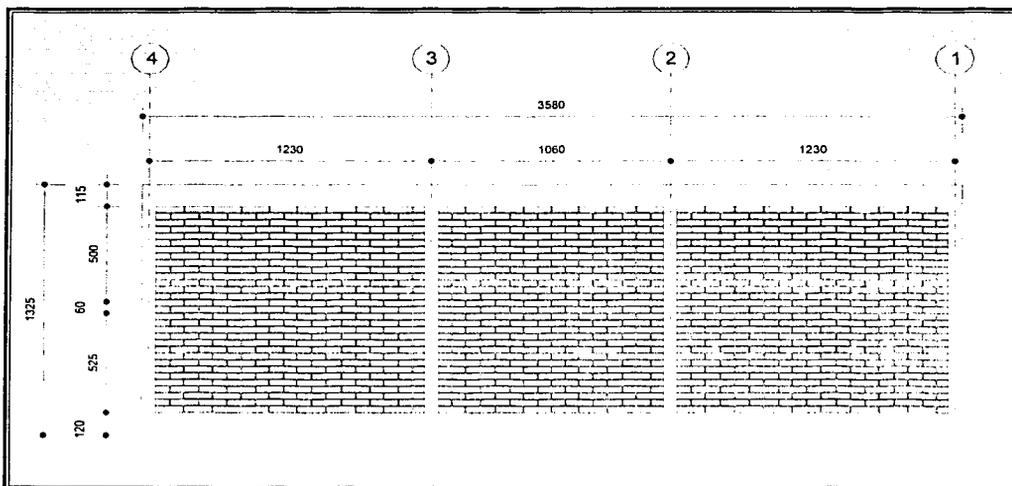


Figura 3.5 Muro en el eje B modelo M1-SR-CC

Las dimensiones de los tabiques y del refuerzo fueron escaladas con un factor de escala de longitudes $S_L = 2$ como se presentan en la tabla 3.1 que se muestra a continuación. En el diseño del modelo se aplicaron las leyes de similitud simple para modelos dinámicos que se mencionaron en la sección 2.4, por lo que los materiales utilizados tienen curvas esfuerzo deformación similares a las del prototipo.

Tabla 3.1 Dimensiones de prototipo y del modelo

Concepto	Prototipo	Modelo escala 1:2	
		Teórico	Usado
Tabique (cm)	6x12x24	3x6x12	3x6x12
Espesor de la junta del mortero (cm)	1	0,5	0,5
Diámetro del acero de refuerzo longitudinal (cm)	0,952	0,476	0,476
Diámetro del acero de refuerzo en estribos (cm)	0,635	0,318	0,318
Ancho x peralte de castillos (cm)	12x12	6x6	6x6
Ancho x peralte de dalas (cm)	12x23	6x11,5	6x11,5

Como se presentó en la tabla se cumplió en cuanto a dimensiones se refiere con las leyes de similitud ya que se pudo usar el material escalado a la dimensión requerida. En cuanto a las propiedades del material, los tabiques fueron mandados hacer con mismo proceso de fabricación pero con otras dimensiones; la arena y grava usadas en el concreto también fueron escaladas. En el caso del acero de refuerzo en dalas, castillos y losa se necesitó de un tratamiento térmico tanto del refuerzo longitudinal como del transversal ya que la curva esfuerzo - deformación era mayor a la del prototipo como se muestra en la sección 3.2.5.

La sección transversal fue en castillos de 6 x 6 cm y de 6 x 11,5 cm en dalas, donde su refuerzo longitudinal consistió en 4 varillas corrugadas de 3/16" o 0,476 cm de diámetro. Los estribos de castillos y dalas se hicieron con alambre liso de 1/8" o 0,318 cm de diámetro. Los castillos y dalas confinan al muro perimetralmente.

En la figura 3.6 se muestra el armado de la losa, de 3,58 m de lado. El peralte de la losa es de 6 cm ya que el peralte del prototipo fue de 12 cm. La revisión se hizo de acuerdo con el RCDF por el método de los tableros y coeficientes por la acción fuera de su plano. Se utilizaron en el lecho inferior varillas de 3/16" (0,476 cm) a cada 15 cm en la dirección del movimiento y en la otra dirección a cada 10 cm y a cada 15 cm (ver figura 3.3).

En el lecho superior en las zonas donde hay muros y por tanto un efecto de flexión negativa se colocaron bastones de 3/16" (0,476 cm) a cada 10 cm y a cada 15 cm según fuera el caso.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

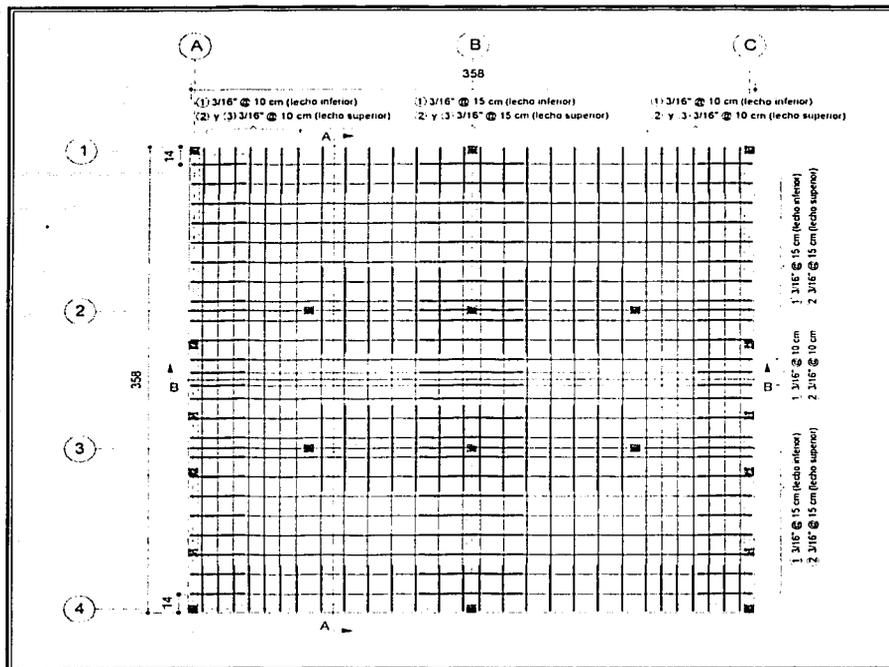


Figura 3.6 Armado de la losa modelo M1-SR-CC

Atendiendo a las leyes de similitud simple, y específicamente para la inclusión de las cargas vivas en la construcción de los modelos, se requiere de una cantidad de masa adicional colocada en la losa del modelo (ver sección 3.3). Cabe mencionar que la losa de techo resiste la masa que se va a colocar encima por medio de barras de plomo fijados a la losa como se ve en el siguiente detalle (figura 3.11), la cual corresponde a la sobrecarga muerta y a la carga viva.

Debido a la distribución de las barras de plomo y a las propiedades de los materiales fue necesario diseñar y colocar un mecanismo que proporcionara la carga vertical adicional necesaria en los muros que se encuentran orientados paralelos a la dirección del movimiento para poder representar adecuadamente el estado inicial de esfuerzo en los muros del modelo sea igual al del prototipo de acuerdo con la ley de similitud simple (ver sección 3.3).

En las figuras 3.7 a 3.10 se muestran los detalles de armados de castillos y de dalas en muros y ventanas del modelo que se encuentran a cada 10 cm en dalas y castillos.

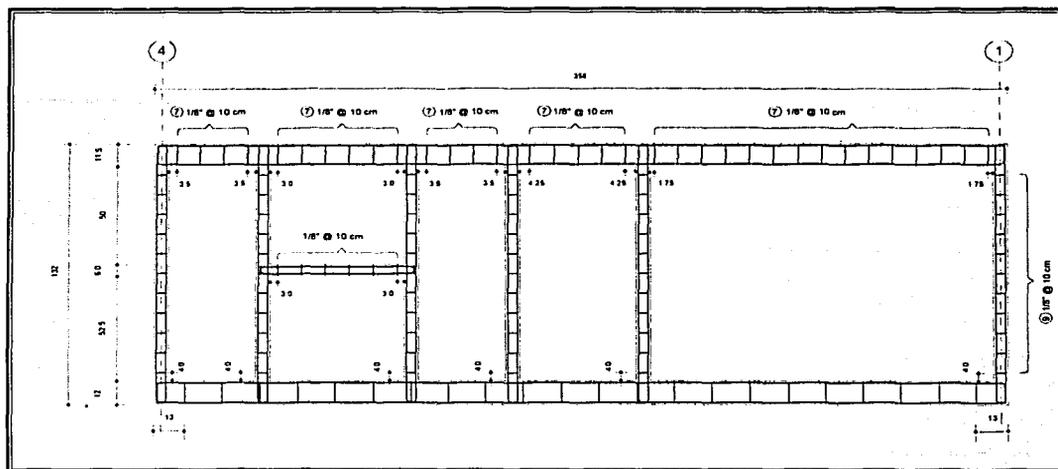


Figura 3.7 Armado de dalas y castillos fachada A y C

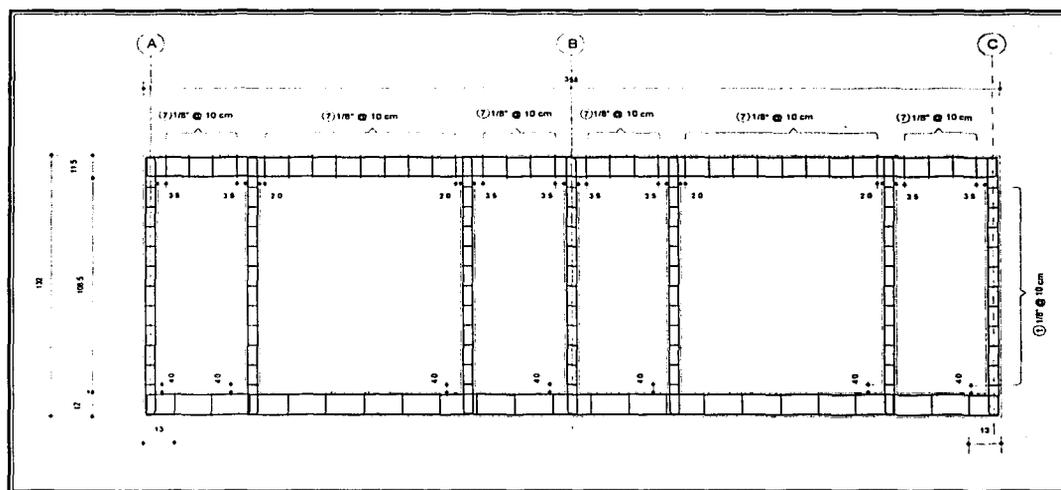


Figura 3.8 Armado de dalas y castillos fachada 1 y 4

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

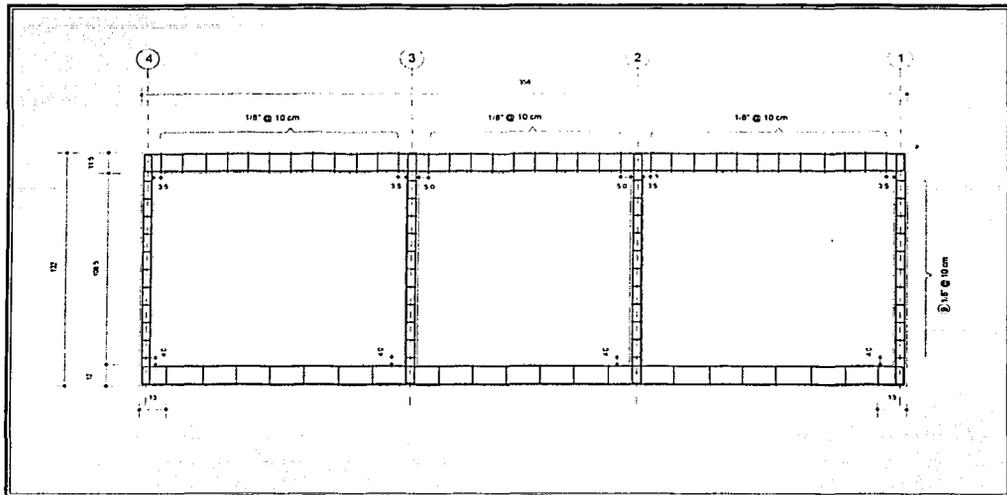


Figura 3.9 Armado de dalas y castillos del muro del eje B

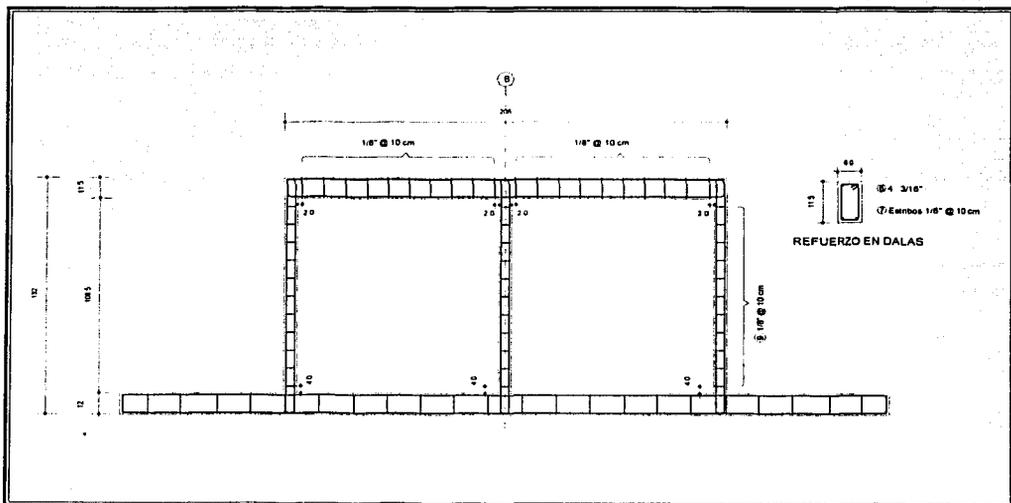


Figura 3.10 Armado de dalas y castillos muros eje 2 y 3

3.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

En este apartado se presentan los resultados de los ensayos de las probetas muestreadas, así como algunas de las características de los materiales.

3.2.1 Tabiques

Los tabiques empleados fueron hechos de barro recocido. Estos se mandaron a hacer especialmente en una tabiquería artesanal con las dimensiones 3 x 6 x 12 cm. Las piezas presentaron variaciones en algunos casos más notorias que en otros. Por esto se decidió hacer una selección cuidadosa además de darle un pequeño lijado a las piezas que presentaron más variaciones, para uniformizar en lo posible las dimensiones. La resistencia a compresión de las piezas f_p , fue de 64 kg/cm².

3.2.2 Concreto

Se utilizaron dos tipos de concreto: el usado en las dalas de cimentación y el utilizado para la losa de azotea, castillos y dalas. La diferencia entre los concretos fue el tamaño máximo del agregado, TMA. Por otra parte, los agregados del concreto, la arena y la grava fueron escaladas. Aunque la única que fue escalada realmente fue la grava la cual se consiguió con un TMA de 3/8" (9,5 mm) en lugar de 3/4" (19 mm) ya que como los castillos son más pequeños y las dalas también se necesita de un concreto más trabajable para facilitar la colocación y la compactación. Atendiendo esta demanda se usó un aditivo para producir concreto reoplástico, RHEOBUILD 1000 de Master Builders Technologies, con una dosificación de 6.5 a 16cc/kg de cemento obteniendo una plasticidad de 200 a 280 mm. En el Apéndice A en el apartado A.3 se muestran las curvas granulométricas de los materiales utilizados.

En México, generalmente el concreto es muestreado en moldes cilíndricos de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura, donde el concreto fresco se vacía en tres capas, después de cada una de las cuales se compacta, dándole 25 golpes con una varilla. Una vez que ha fraguado el concreto, su cura el cilindro en las mismas condiciones que el elemento estructural. Con una máquina universal se aplica una fuerza a compresión a la edad deseada del cilindro; la magnitud de la fuerza dividida entre el área es la resistencia a compresión del concreto f_c .

Durante la construcción del modelo se tomaron muestras en moldes de 75 mm de diámetro por 150 mm de altura de acuerdo con las normas. En la tabla 3.2 se presenta un resumen de resultados en la cual se puede ver el elemento estructural y la resistencia a compresión f_c del concreto.

Los resultados completos de los materiales se encuentra en el Apéndice A en el apartado A.4 para el caso del concreto.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 3.2 Resistencia a compresión del concreto

Elemento de procedencia	$f'c$ kg/cm ² (MPa)
Castillos	228 (22,2)
Losa y dalas	257 (25,2)
Dala de cimentación	292 (28,7)

3.2.3 Mortero

El mortero que se utilizó para pegar o unir las piezas de mampostería se fabricó en una batidora en la Mesa Vibradora. La arena que se usó fue la misma que la del prototipo, sólo que se tuvo cuidado que no pasaran partículas que quedaran retenidas por arriba de la malla #4. Para llegar a la relación del mortero se hicieron pruebas con distintas proporciones hasta que se decidió usar 1:0,5:3,5 ya que en esta se vio el mejor comportamiento con relación al del prototipo. El mortero se muestreó por medio de cubos de 2,5 x 2,5 centímetros para conocer la resistencia a compresión del mortero. En la tabla 3.3 se incluye un resumen de los resultados obtenidos. Sin embargo, debido al tamaño de los cubos y a la variación en forma de los cubos debido a los moldes pequeños se decidió también muestrear cubos en moldes de 5 x 5 centímetros, para verificar los resultados obtenidos.

Tabla 3.3 Resistencia a compresión del mortero

Elemento de procedencia	f_i kg/cm ² (MPa)
Muros fachada A 1ª mitad	157 (15,4)
Muros fachada C 1ª mitad	172 (16,9)
Muro central 1ª mitad	126 (12,3)
Muros fachada A 2ª mitad	161 (15,8)
Muros fachada C 2ª mitad	140 (13,7)
Muro central 2ª mitad	189 (18,6)

3.2.4 Mampostería

La mampostería es un material heterogéneo que puede estar inclusive reforzado con acero verticalmente y horizontalmente. En este caso, el modelo no se reforzó interiormente, sólo se hizo en los elementos confinantes, castillos y dalas. Para calcular la resistencia de un muro de mampostería ante cargas laterales y verticales, es necesario conocer las propiedades índice de la mampostería. Se hicieron muestreos por medio de pilas para determinar la resistencia a compresión de la mampostería. Por otra parte se ensayaron muretes para conocer la resistencia a compresión diagonal en la mampostería. En las figuras 3.13 y 3.14 se muestran las pilas y muretes. Los resultados de las pruebas se pueden observar en la tabla resumen 3.4.

Tabla 3.4 Propiedades índice de la mampostería

Elemento de procedencia	f_m kg/cm ² (MPa)	E_m kg/cm ² (MPa)	v_m kg/cm ² (MPa)
Muros fachada A 1ª y 2ª mitad	67,8 (6,65)	16 399 (1 609)	10,9 (1,07)
Muros fachada C 1ª y 2ª mitad	66,7 (6,55)	16 010 (1 570)	10,5 (1,03)
Muros central 1ª y 2ª mitad	69,8 (6,84)	17 464 (1 713)	11,5 (1,13)

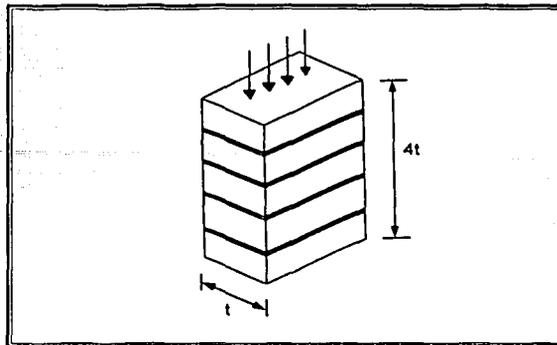


Figura 3.13 Ensayo de una pila para determinara la resistencia a compresión de la mampostería

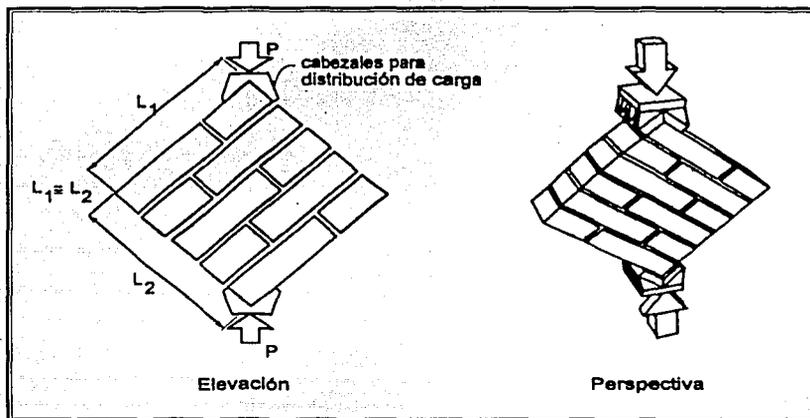


Figura 3.14 Ensayo de compresión diagonal de un murete

3.2.5 Acero

Como se dijo anteriormente, el acero se tuvo que cocer para igualar la resistencia, ya que estas varillas tenían una resistencia mayor a la del prototipo. Para verificar la resistencia se hicieron pruebas de tensión a las varillas en una máquina universal. En la tabla 3.5 se presenta el esfuerzo de fluencia de los alambre de 3/16" y del alambre calibre usado para los estribos. La curva esfuerzo - deformación se puede observar en el apéndice A en la figura A.5.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 3.3 Resistencia a compresión del mortero

Elemento de procedencia	f_c kg/cm ² (MPa)
Varilla corrugada 3/16"	4200 (412,02)
Alambrón calibre	2500 (245,25)

3.3 MASA Y CARGA ADICIONAL EN MUROS

Falta comentar que de acuerdo con nuestro diseño se está considerando una carga viva instantánea sobre la losa de azotea la cual se considera uniforme repartida en la losa. Esta carga fue proporcionada por unas barras fijadas a la losa de azotea por medio de unas barras roscadas, rondanas, tuercas y con una resina en el contacto de la barra roscada con la losa (ver figura 3.17). Esta masa, junto con la de la estructura, a su vez permite excitar al modelo por medio del movimiento de la mesa, generando en conjunto las fuerzas debido al sismo.

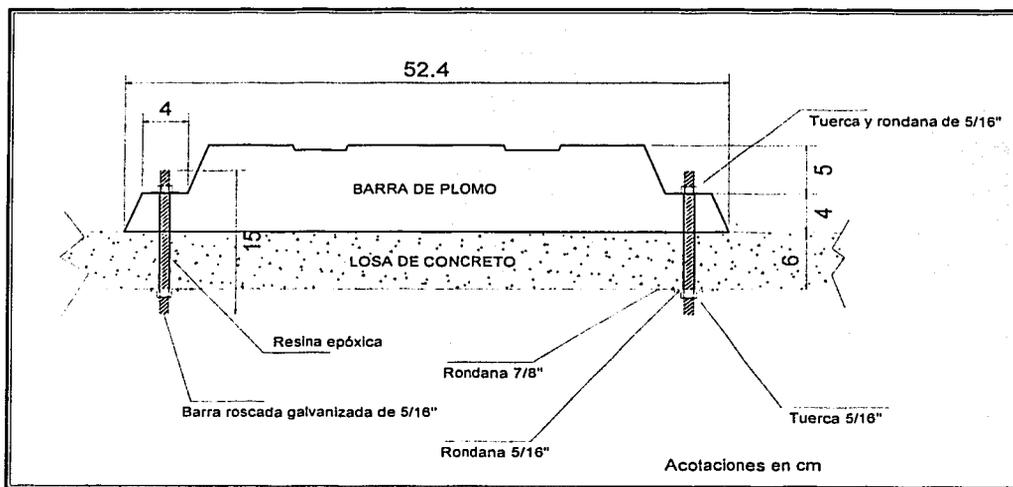


Figura 3.17 Detalle de la fijación de las barras de plomo

La distribución de las barras de plomo se definió de tal manera que la losa se pudiera flexionar en el sentido del movimiento así como para excitar el modelo con el movimiento de la mesa vibradora de tal forma que no produjera efectos adicionales debido a excentricidades en la ubicación de la masa. En la figura 3.18 se puede observar en la planta del modelo la distribución de las barras en la losa de azotea, en la cual como se ve, se tuvo un cuidado extremo para que las barras roscadas que fijaran los barras no cruzaran alguna barra del refuerzo de la losa.

La distribución de las barras de plomo genera un cierto esfuerzo axial en los muros así como el peso propio de la losa y de los muros, pero debido a que se eligió un modelo de

similitud simple es necesario cumplir que el esfuerzo en los muros del modelo sea igual al esfuerzo en los muros del prototipo; por esto fue necesario aplicar una carga adicional a los muros.

Dado que los muros que nos interesan y los cuales se van a estudiar por medio de la instrumentación del modelo, son los que se encuentran orientados paralelamente al sentido del movimiento de la mesa, estos fueron los únicos a los que se les aplicaron dicha fuerza externa para igualar los esfuerzos a los del prototipo.

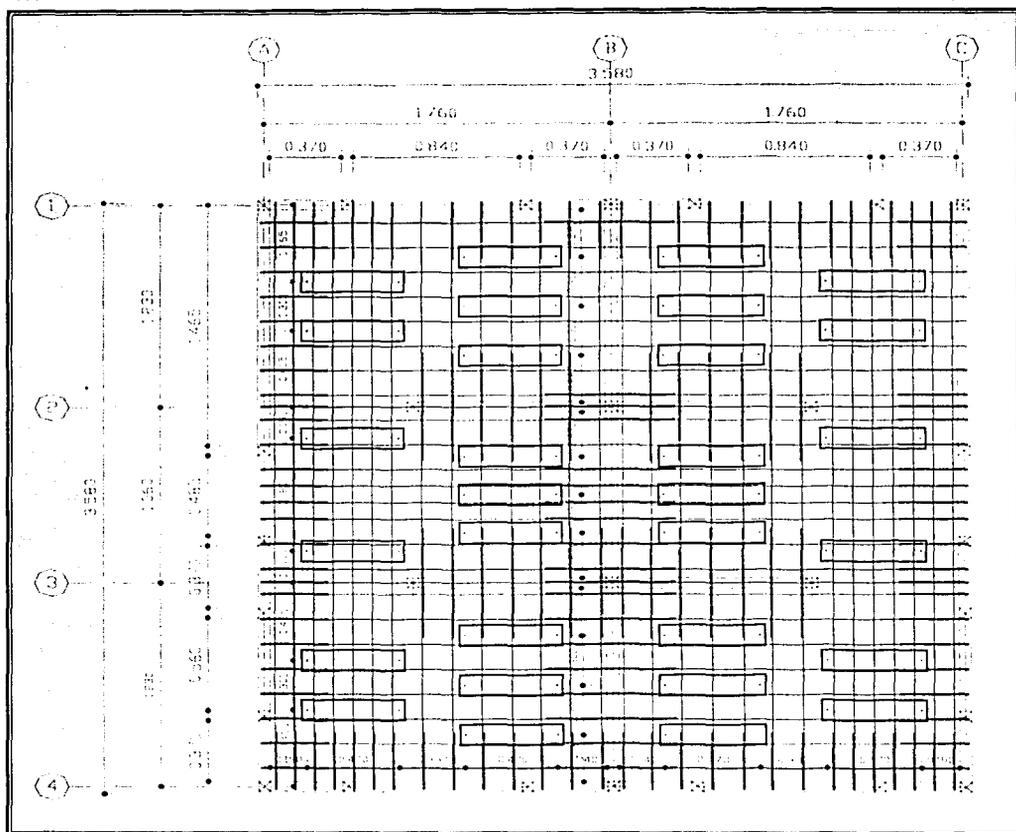


Figura 3.18 Distribución de lingotes sobre la losa de azotea

Para aplicar dicha fuerza se tuvo que idear un mecanismo que fuera sencillo, se pudiera mover con el modelo, y que en los modelos de 3 y 5 niveles no interrumpiera la continuidad del muro de manera que no se pudo pensar en aplicar una carga uniformemente distribuida a lo largo del muro. Se optó por aplicar la carga por medio de

cables (ver figura 3.19) en los cuales se controlo la fuerza aplicada por medio de un tensor y de un dinamómetro.

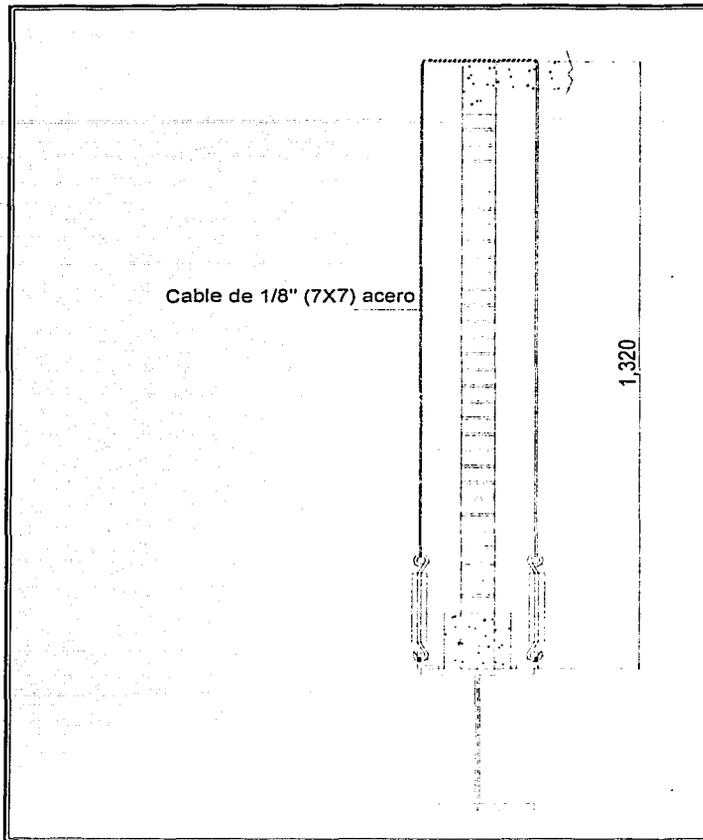


Figura 3.19 Detalle del cable con carga adicional que actúa sobre el muro

En la tabla 3.5 se incluye el cálculo de la fuerza necesaria en los cables para igualar el esfuerzo en los muros. Dado que la capacidad del dinamómetro es de 100 kg en todos los casos se tuvieron que poner más de un cable, desde dos en el muro con menos carga hasta cuatro cables en los muros centrales. La última columna de la tabla, la cual muestra la carga que se aplicará por medio de los cables; es la suma algebraica entre la fuerza necesaria y la diferencia entre la carga teórica de las barras de plomo y la carga real de las barras de plomo. Por ejemplo, para los muros 13 y 16 la fuerza en el cable sería:

$$P_{\text{CABLE 13}} = 347.451 \text{ kg} + (73.392 \text{ kg} - 57.366 \text{ kg}) = 363 \text{ kg}$$

$$P_{\text{CABLE 16}} = 343.742 \text{ kg} + (87.318 \text{ kg} - 90.687 \text{ kg}) = 340 \text{ kg}$$

Tabla 3.5 Cargas adicionales sobre los muros del modelo

Muro eje Y	Cargas prototipo		Cargas modelo		Resumen		Lingotes		Cables
	Carga Total kg	Esfuerzo muro kg/cm2	Carga Total kg	Esfuerzo muro kg/cm2	Diferencia de esfuerzos kg/cm ²	Fuerza necesaria kg	Carga teórica kg	Carga real kg	Carga faltante kg
13	2779.6	0.81	347.5	0.40	0.40	347.5	73.4	57.4	363
14	1132.3	1.28	141.5	0.64	0.64	141.5	42.5	25.3	159
15	926.7	1.04	115.8	0.52	0.52	115.8	30.9	32.1	115
16	2749.9	0.98	343.7	0.49	0.49	343.7	87.3	90.7	340
17	2124.5	0.89	265.6	0.44	0.44	265.6	61.8	63.5	264
18	2749.9	0.98	343.7	0.49	0.49	343.7	87.3	90.7	340
19	2779.6	0.81	347.5	0.40	0.40	347.5	73.4	57.4	363
20	1132.3	1.28	141.5	0.64	0.64	141.5	42.5	25.3	159
21	926.7	1.04	115.8	0.52	0.52	115.8	30.9	32.1	115

Se hizo un análisis de los muros modelándolos con elemento finito en el programa SAP 2000 para verificar que el estado de esfuerzo en el muro debido a las cargas puntuales de los cables fuera similar a tener la carga uniformemente distribuida en el muro. De los análisis se recogieron resultados satisfactorios, con una diferencia no mayor que 8.5 % en el caso más desfavorable, lo cual se considera aceptable. En la figura 3.20 se puede ver una distribución de esfuerzos en la base del muro la cual corresponde al corte A indicado en el gráfico. Se muestra la figura correspondiente al que presentó la mayor diferencia entre los esfuerzos reales y los teóricos. Los esfuerzos mostrados en el gráfico como reales corresponden a la modelación con la carga puntual de los cables, mientras que la distribución de esfuerzos teórica corresponde a considerar que la carga está uniformemente aplicada a lo largo del muro.

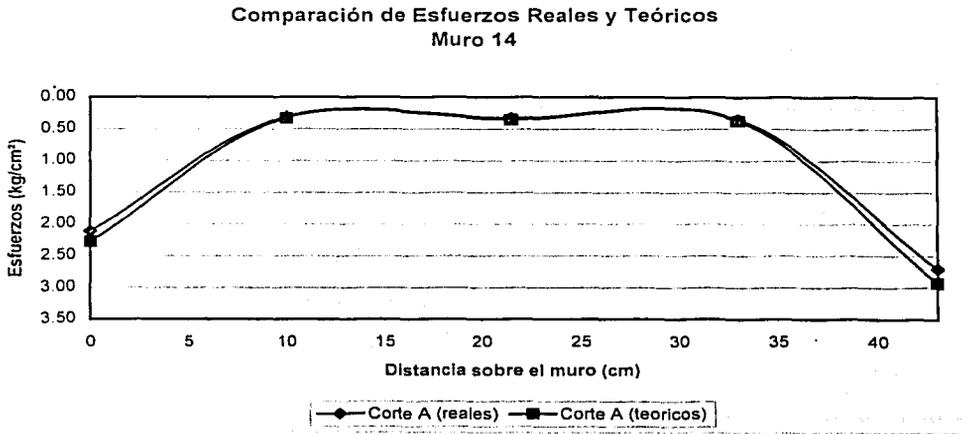


Figura 3.20 Distribución de esfuerzos en la base del muro 14

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

En esta distribución mostrada se puede ver como era de esperarse, que en los extremos donde se encuentran los castillos existe un mayor esfuerzo ya que tienen una rigidez mayor que la mampostería. A continuación en las figuras 3.21 a 3.22 se muestra la distribución de los cables sobre los muros del modelo.

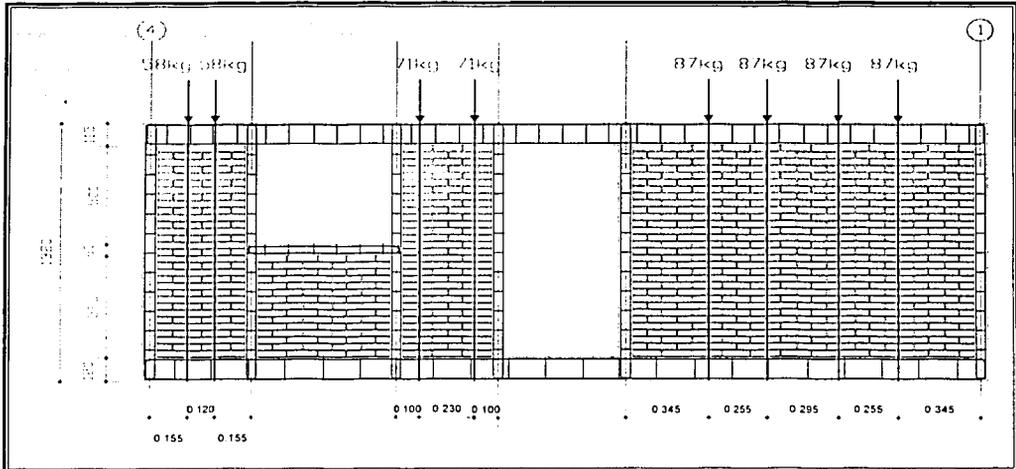


Figura 3.21 Distribución de cables en los muros de las fachadas A y C

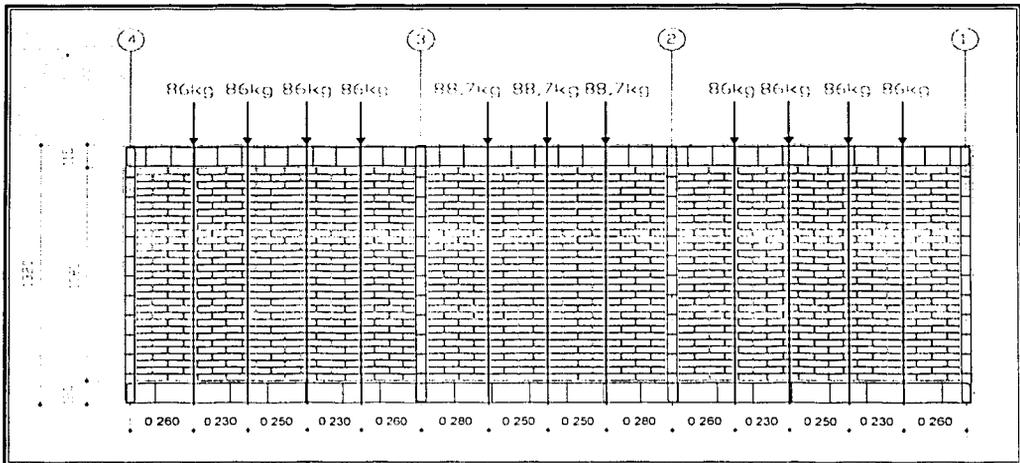


Figura 3.22 Distribución de cables en los muros del eje B

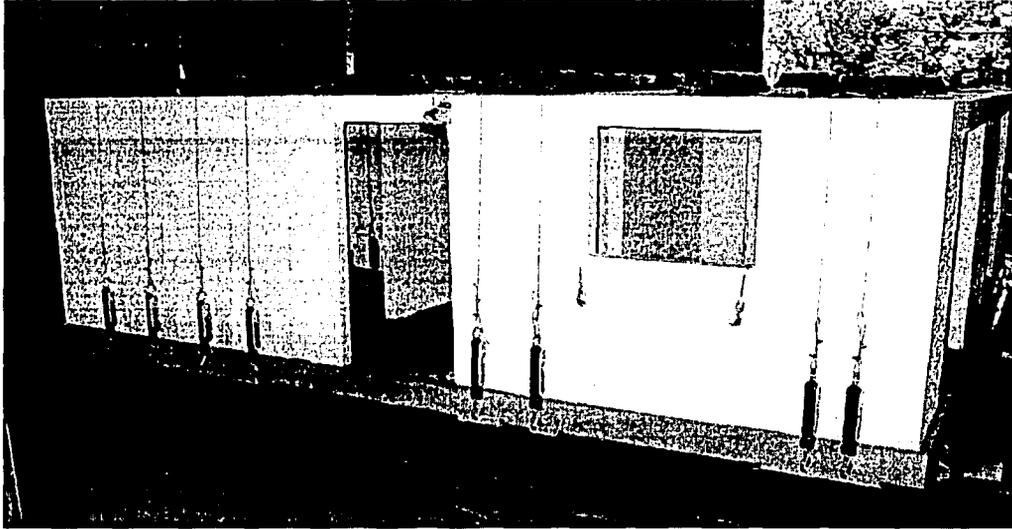


Figura 3.23 Cables del mecanismo de postensado en la Fachada C

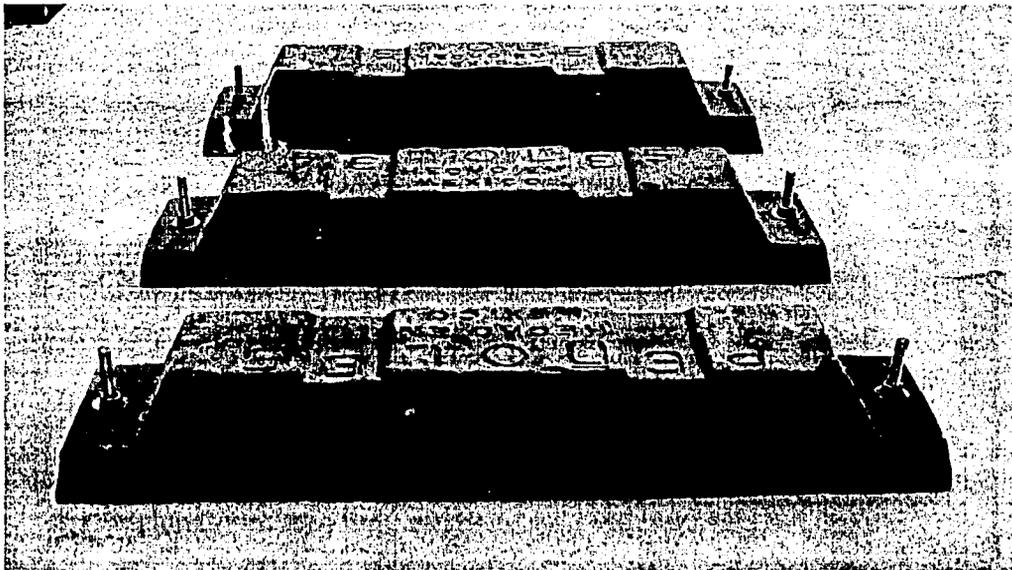


Figura 3.24 Barras de plomo fijadas en la losa

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.4 CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS

El principal aspecto que determinó la calidad de la construcción de los modelos fue el factor de escala que se seleccionó. Aunque las dimensiones del prototipo se redujeron a la mitad, el control fue tal que se cumplieron los requisitos de calidad especificados al inicio del proyecto.

Se cuidó que se cumplieran con las dimensiones de los modelos de la forma más aproximada posible; sobre todo con aquellas que tuvieran influencia en su comportamiento estructural, tales como el espesor de las juntas, la colocación del acero de refuerzo, la verticalidad de los muros y otros.

La construcción de los modelos inició por el armado de las dalas de cimentación las cuales se colocaron encima de los perfiles metálicos. Así mismo se colocó el acero de los castillos el cual quedó ahogado una vez que se encuentre colada la dala de cimentación.

Una vez nivelado y colocado el acero en su posición correcta se procedió al colado. El concreto que se utilizó para esta parte del proyecto fue el mencionado con el TMA mayor y un $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ el cual se elaboró de acuerdo con la dosificación mostrada en la tabla 3.6.

Tabla 3.6 Dosificación del concreto TMA $\frac{3}{4}$ "

Material	Cantidad de material en kilogramos por metro cúbico de concreto
Cemento *	380
Arena *	870,3
Grava *	890,1
Agua (mezclado neto)	205
* Material en estado seco	

Como ya se mencionó previamente, el concreto se muestreó en moldes de $15 \times 30 \text{ cm}$ para los concretos con TMA agregado $\frac{3}{4}$ " y en moldes de $7.5 \times 15 \text{ cm}$ para concretos con TMA agregado $\frac{3}{8}$ " procurando tener el mismo curado tanto en las dalas como en los especímenes. La densidad del concreto fraguado fue de 2040 kg/m^3 .

Después se procedió con la construcción del muro ya que previamente se habilitó el acero de refuerzo de los castillos y se dejó ahogado en la dala de cimentación. Para la construcción de muros se tuvo que hacer una selección de las piezas, como ya se había comentado previamente, para no tener problemas con las dimensiones del muro. Para el pegado de los tabiques se tuvo mucho cuidado con la verticalidad así como de su alineamiento para lo cual se usaron hiladas y plomo.

En una primera instancia se elaboró la primera mitad del muro y se colaron la primera mitad de los castillos. Después se construyó la segunda mitad de los muros y se coló la segunda mitad de los castillos.

La compactación del concreto en los castillos se hizo por medio de un vibrador convencional, además que se tuvo que varillar para lograr una compactación adecuada. Cabe mencionar que este proceso fue muy cuidadoso ya que se contaba con deformímetros pegados a algunas barras, además que las dimensiones al ser tan reducidas no nos permitía maniobrar adecuadamente.

Por último se colocó el acero de refuerzo de las dalas de cerramiento y de la losa, el cual se habilitó previamente. Este se colocó encima de una cimbra hecha de tarimas apoyadas en polines. El colado de la losa y de las dalas fue simultáneo. En el caso de castillos de las dalas de cerramiento y de la losa se uso un concreto con el TMA 3/8" y un $f'c = 200$ kg/cm² el cual se elaboró de acuerdo con la siguiente dosificación mostrada en la tabla 3.7.

Tabla 3.7 Dosificación del concreto TMA 3/8"

Material	Cantidad de material en kilogramos por metro cúbico de concreto
Cemento *	304
Arena *	976,7
Grava *	691,3
Agua (mezclado neto)	228
* Material en estado seco	

Durante la construcción del modelo se tuvieron algunos agrietamientos de los muros debido a dos situaciones principalmente. La primera fue debido al cimbrado de los castillos y ocurrió al apretar en exceso la cimbra contra el muro provocando una grieta horizontal entre los tabiques y la junta de mortero. La otra situación ocurrió cuando se fijó el modelo a la mesa vibradora por medio de tornillos, los cuales al apretarse deformaron el perfil metálico y éste, a su vez, provocó que se despegara la dala de cimentación del perfil metálico. Además se despegó el muro de la dala de cimentación y se produjo una grieta horizontal en la primera junta de mortero.

Se hizo una reparación de grietas por medio de la inyección de una resina comercial de baja viscosidad utilizada precisamente para estos fines.

De acuerdo con todas las actividades realizadas en la construcción se construyó el siguiente diagrama de Gant con los tiempos reales utilizados que corresponden a un equipo de trabajo de un maestro y un ayudante. Varias de las actividades que se presentan en el diagrama fueron realizadas por los becarios del proyecto, como la instrumentación de las barras de acero entre otras. En las figuras 3.25 a 3.32 se ilustran algunas de las actividades de la construcción del modelo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

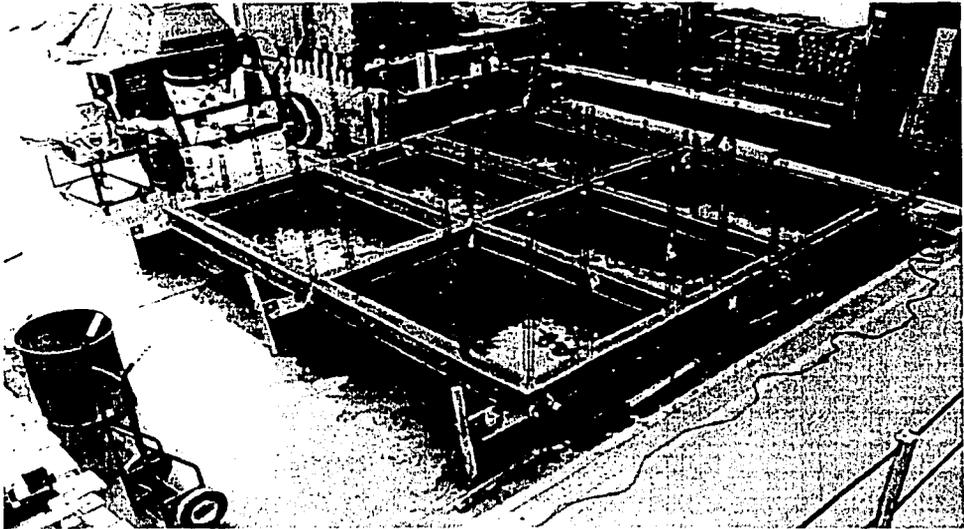


Figura 3.25 Dala de cimentación

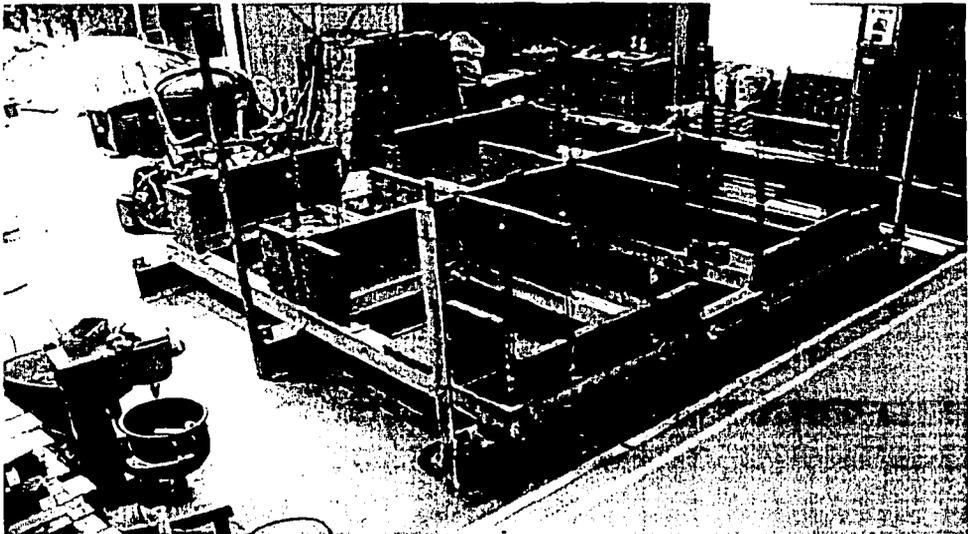


Figura 3.26 Construcción de la primera mitad de los muros

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Figura 3.27 Cimbrado de la primera mitad de los castillos

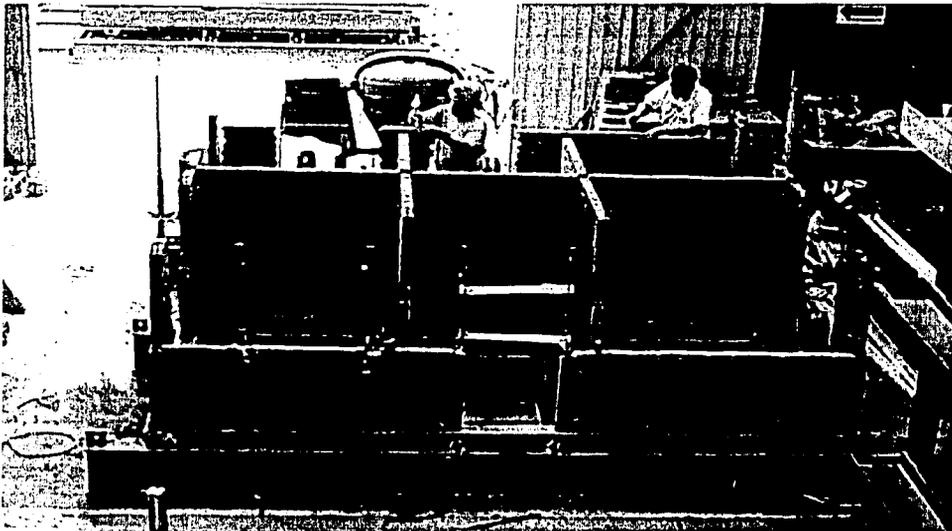


Figura 3.28 Construcción de la segunda mitad de los muros

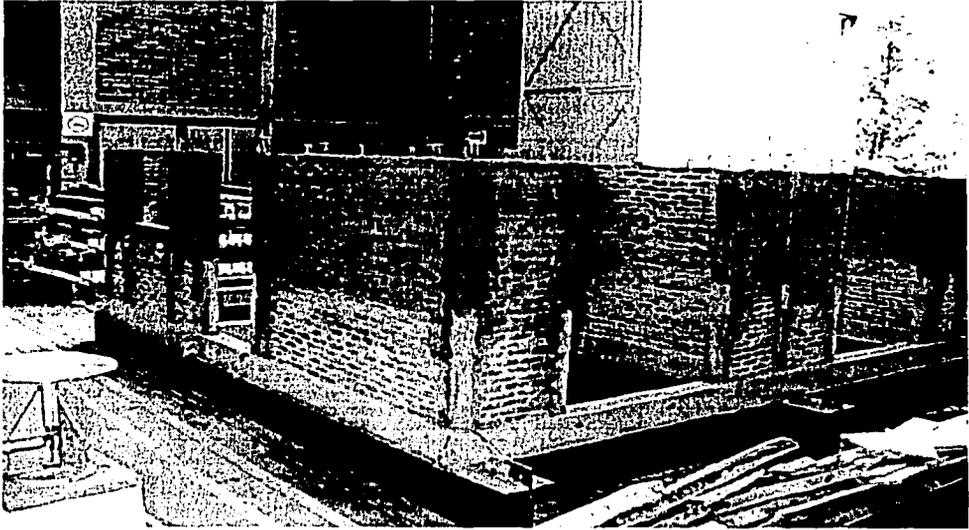


Figura 3.29 Construcción de la segunda mitad de los castillos

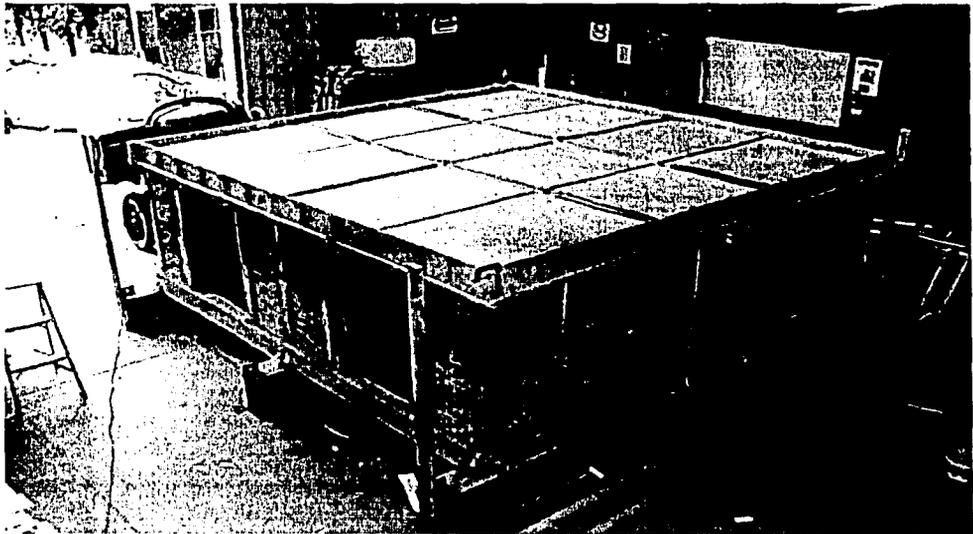


Figura 3.30 Cimbra para dalas y losa

VÉISIS CON
FALLA DE ORIGEN

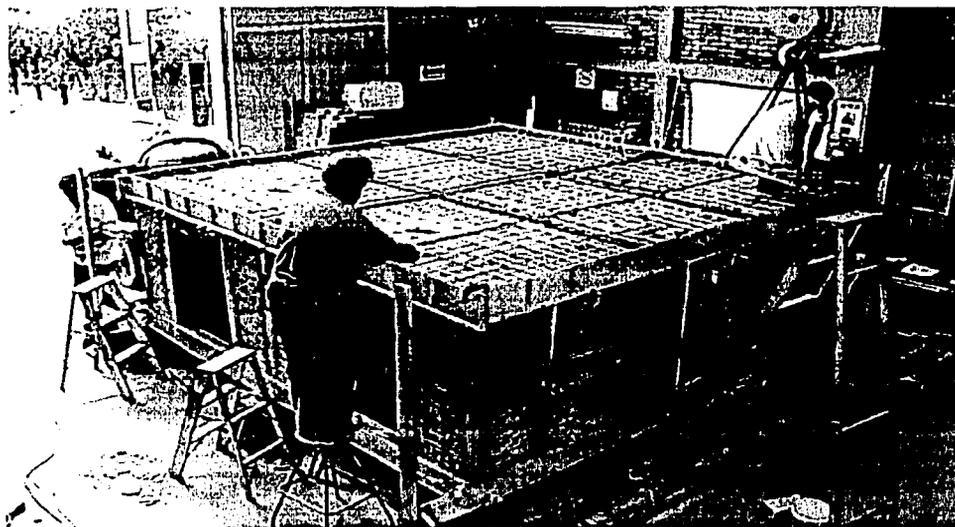


Figura 3.31 Armado de losa y dalas

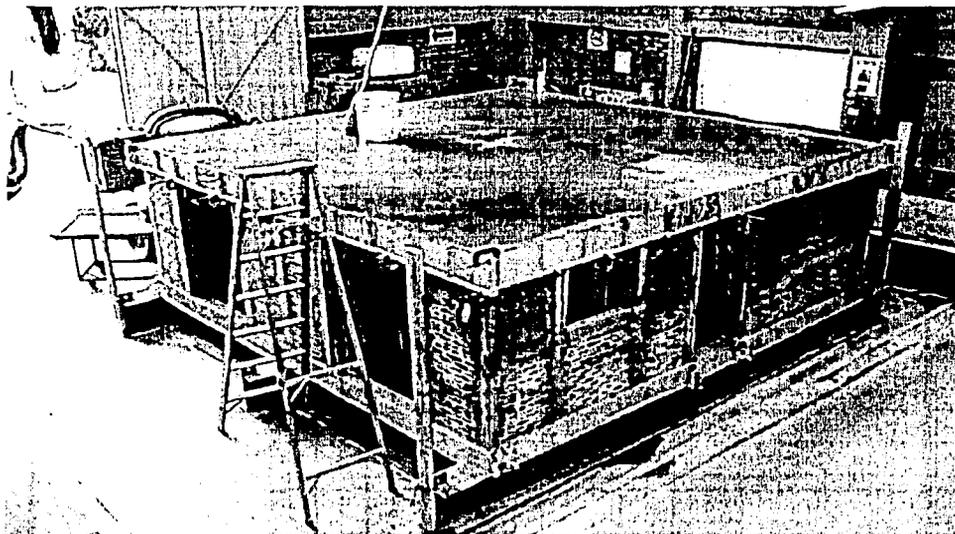


Figura 3.32 Curado de la losa

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

INSTRUMENTACIÓN DE LOS MODELOS

Para conocer la respuesta de los modelos ante las solicitaciones sísmicas del ensaye de los modelós es necesaria una instrumentación adecuada para así registrar aceleraciones, desplazamientos, deformaciones de los materiales. Estas variables se registran mediante acelerómetros, transductores de desplazamiento y deformímetros, respectivamente.

En el modelo M1-SR-CC, la distribución de los acelerómetros, transductores, deformímetros dependió de lo que se quería estudiar, así como de la capacidad del sistema de captura de datos. Otro factor que influyó en esta distribución fue por supuesto, la estructuración así como la dirección del movimiento que se va a aplicar. La localización de los instrumentos usados para este fin se muestra en las figuras 3.33 a 3.44.

Se colocaron acelerómetros en la base del modelo y en la parte superior, encima de la losa de azotea. En la parte superior se encuentran acelerómetros en el centro de masas por encima del muro central del eje B, y por encima de los muros del eje A y C como se ve en la figura 3.37. Se encuentra otro acelerómetro en la esquina de la losa ubicado en la dirección perpendicular al movimiento para estudiar posibles efectos de torsión.

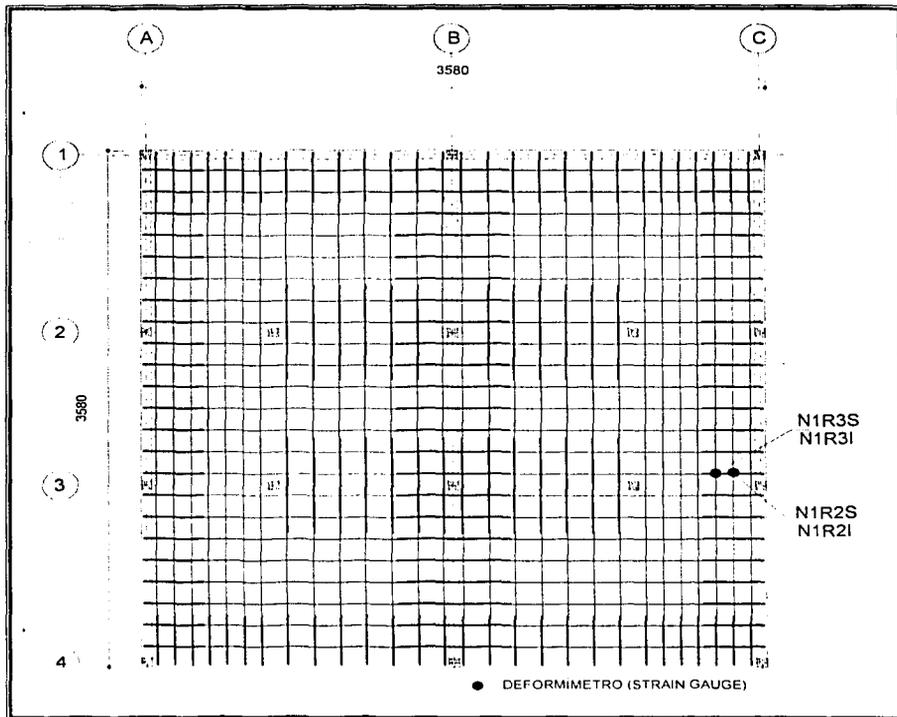


Figura 3.33 Deformímetros en la losa

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los deformímetros se colocaron en el acero longitudinal y en estribos de castillos y dalas. Estos dispositivos que van adheridos a las barras o alambre nos permiten conocer o medir la deformación de los elementos a los cuales están fijados. El dispositivo consiste en un circuito en el cual varía el voltaje cuando se deforman las barras de acero a las cuales están pegados los deformímetros. La ubicación de los deformímetros se definió de acuerdo con el comportamiento que se ha visto previamente en estructuras de mampostería confinada sujetas a cargas laterales y, dado que se piensa que la estructura fallaría por cortante, se colocaron los deformímetros en las esquinas. La distribución se puede ver en las figuras 3.33 a 3.36.

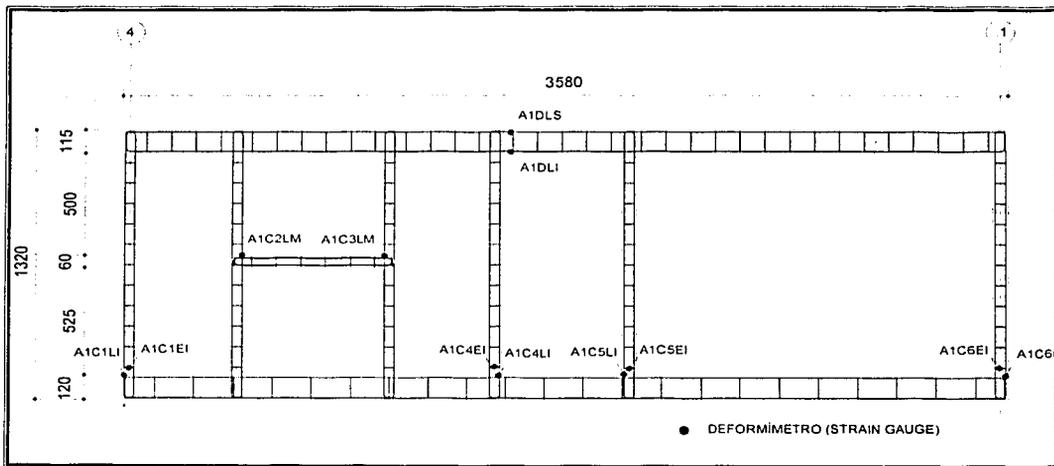


Figura 3.34 Deformímetros fachada A

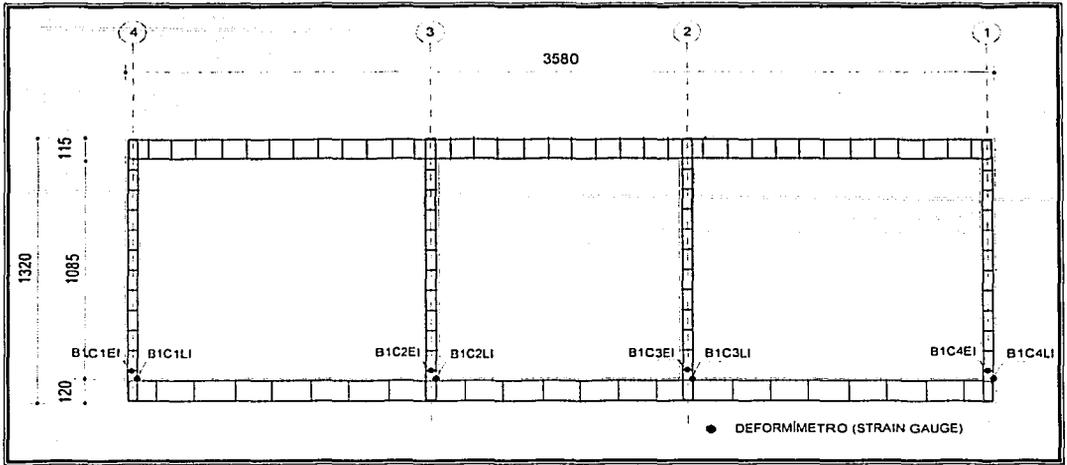


Figura 3.35 Deformímetros fachada B

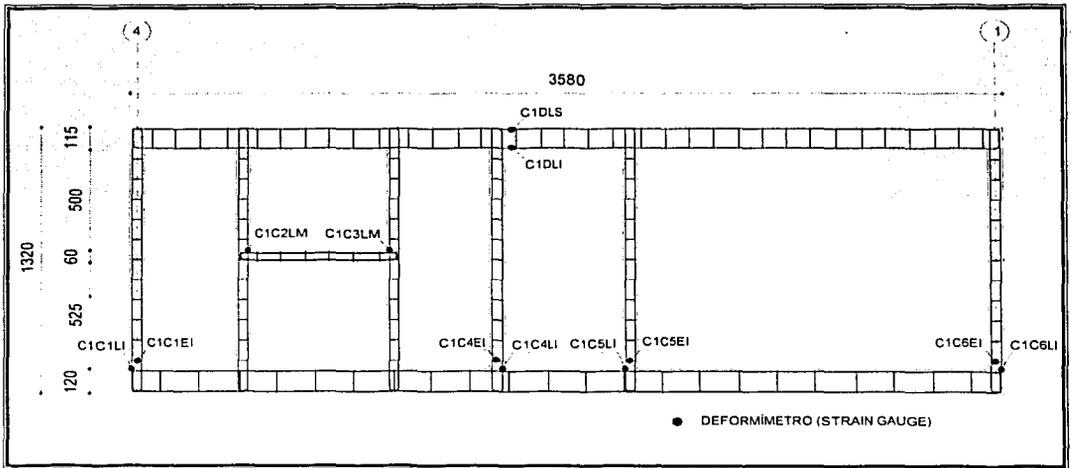


Figura 3.36 Deformímetros fachada C

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

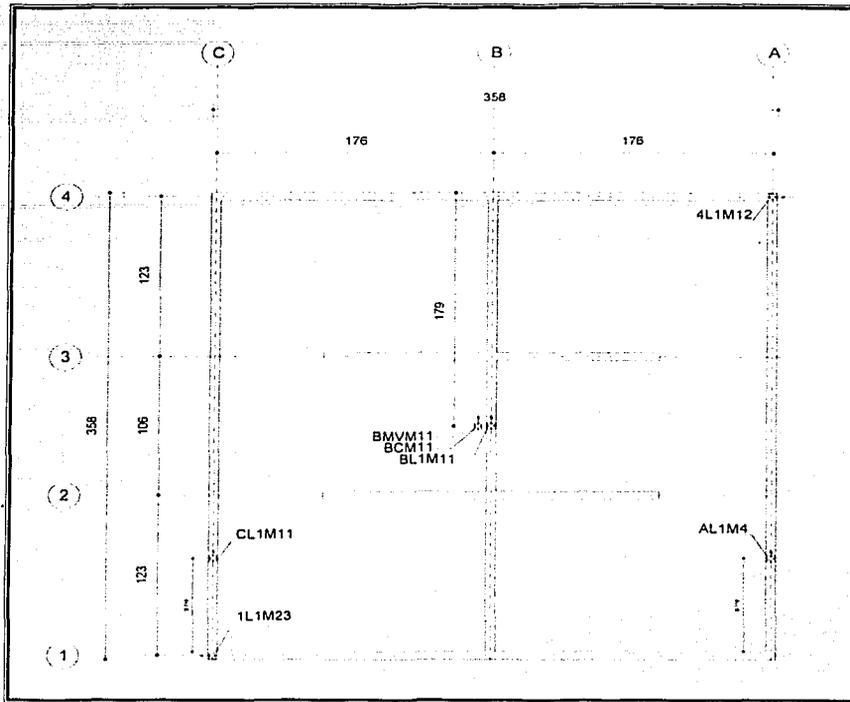


Figura 3.37 Acelerómetros en la losa

Se colocaron transductores de desplazamientos [DCDT's (Direct Current Differential Transformers)], a lo largo de la altura del modelo para poder obtener la configuración deformada del modelo y la rotación de los muros, es decir, la deformación debido a la flexión. Otros se fijaron en las diagonales del muro con el fin de medir las deformaciones angulares del muro causadas por las deformaciones al corte. Estos instrumentos eléctricos miden los desplazamientos mediante un vástago móvil, el cual permite una variación del voltaje al inducir a través de él una corriente eléctrica. El transductor se fija a un punto de referencia y el vástago se fija al modelo, de manera que se pueda comparar las mediciones respecto a un punto origen. El punto de referencia al que se fijó es un marco metálico el cual tiene una frecuencia de vibración de 38.4 Hz la cual es muy diferente de las frecuencias empleadas en las pruebas refiriéndonos específicamente a las frecuencias que son transmitidas a este marco por medio de la cimentación de la mesa. La distribución de estos instrumentos se puede ver en las figuras 3.38 a 3.40. En las figuras 3.41 a 3.44 se muestran fotografías de los instrumentos utilizados.

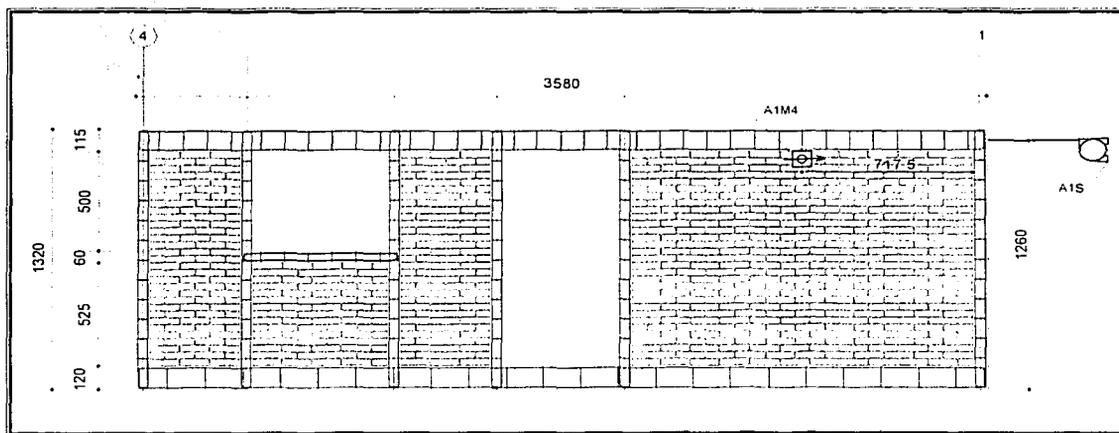


Figura 3.38 Acelerómetro y transductores de la Fachada A

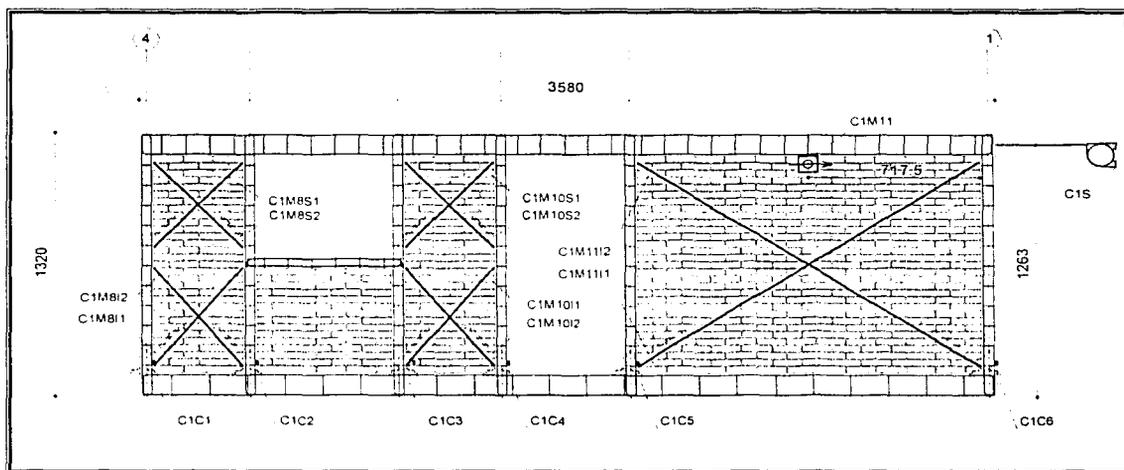


Figura 3.39 Acelerómetro y transductores de la Fachada C

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

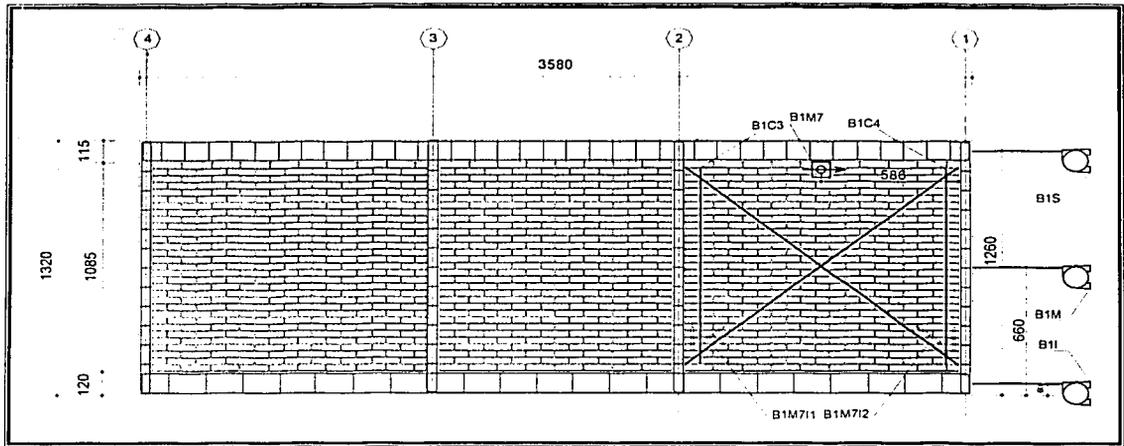


Figura 3.40 Acelerómetro y transductores de la Fachada B



Figura 3.41 Deformímetros en alambres longitudinal y transversal

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

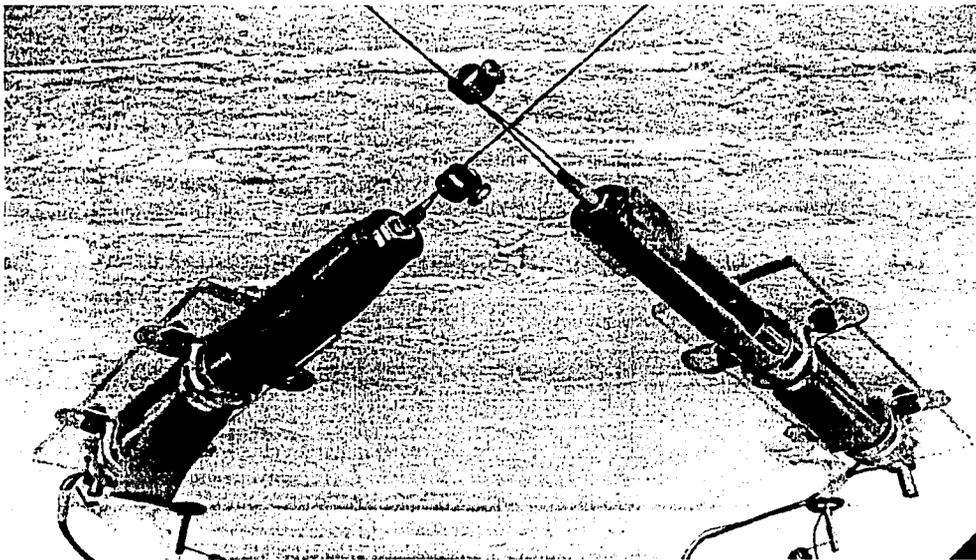


Figura 3.42 Transductores de varilla

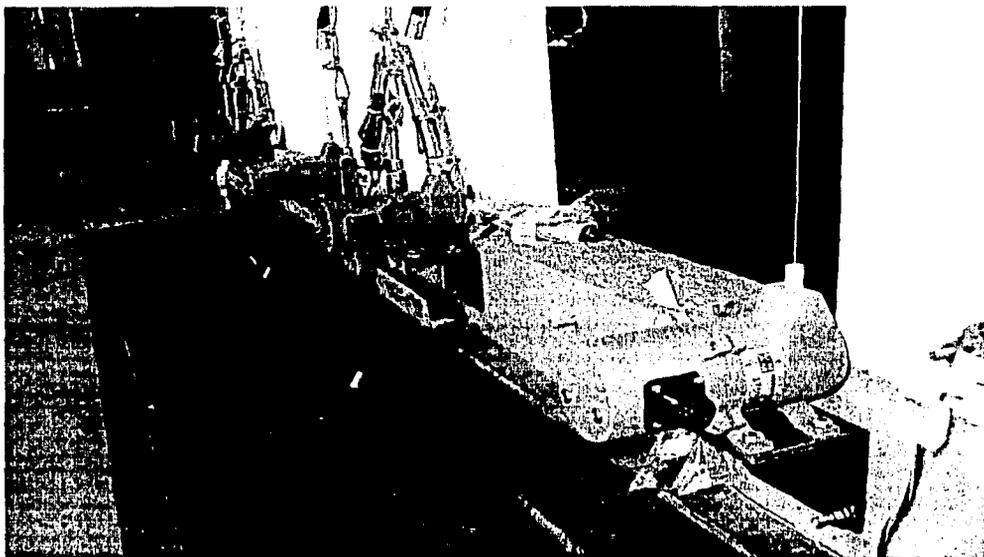


Figura 3.43 Transductores de cable

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

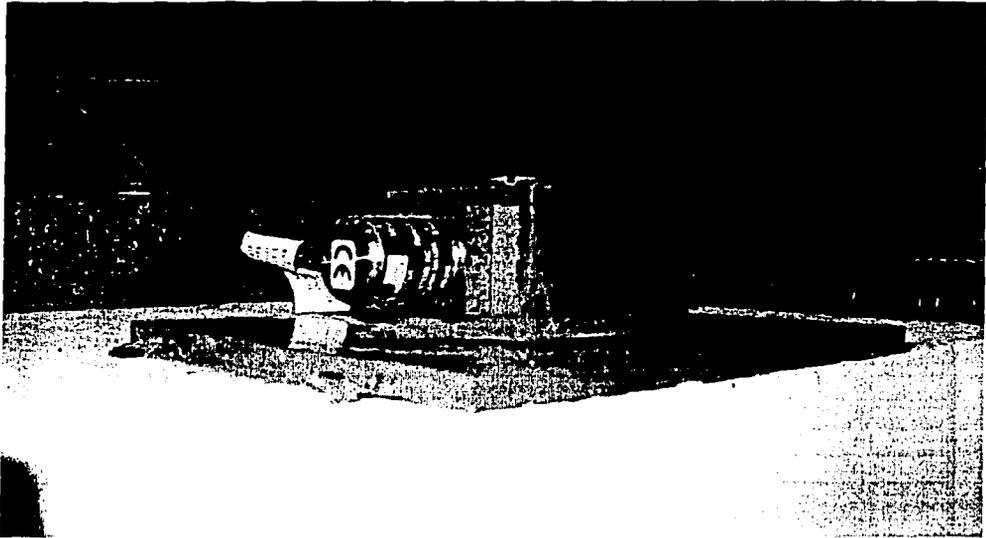


Figura 3.44 Acelerómetro

3.5 CAPTURA DE DATOS

Para capturar las señales eléctricas enviadas por los instrumentos, se emplearon acondicionadores, filtros, amplificadores, restauradores y equipos adquirentes provistos de convertidores analógicos-digitales con capacidad hasta de 96 canales que enviaron las señales al sistema de captura de datos de la mesa vibradora. Para la captura de datos se empleó un programa de computadora diseñado para pruebas dinámicas.

Durante las pruebas se leyó la información en el sistema de captura de datos y fue enviada a una computadora personal para respaldar la información. Sólo se usaron 71 canales del sistema de captura de datos. En cada canal se tomó la información de un instrumento. Ya que el inicio de la medición fue controlado manualmente, fue necesario utilizar un canal de referencia en el sistema para relacionar los datos adquiridos por el sistema.

La distribución de la instrumentación en el sistema de adquisición de datos se presenta en la tabla 3.7.

Tabla 3.7 Canales de captura de la instrumentación

CANAL	INSTRUMENTO	POSICIÓN
1	Transductor de cable 1016 mm	C1C3
2	Transductor de cable 3810 mm	C1S
3	AX1	Mesa Vibradora
4	AX2	Mesa Vibradora
5	Realimentación aceleración	Mesa Vibradora
6	Realimentación desplazamiento	Mesa Vibradora
7	DCDT +/- 25 mm	C1M8I2
8	DCDT +/- 25 mm	C1M8I1
9	DCDT +/- 25 mm	C1M8S1
10	DCDT +/- 25 mm	C1M8S2
11	DCDT +/- 25 mm	B1C4
12	DCDT +/- 25 mm	B1C3
13	DCDT +/- 25 mm	B1M7I2
14	DCDT +/- 25 mm	B1M7I1
15	Transductor de cable 1016 mm	C1C6
16	Transductor de cable 1016 mm	C1C5
17	Transductor de cable 1016 mm	C1C4
19	Transductor de cable 1016 mm	C1C2
20	Transductor de cable 1016 mm	C1C1
21	Transductor de cable 3810 mm	A1S
22	Transductor de cable 3810 mm	B1S
23	Transductor de cable 3810 mm	B1M
24	Transductor de cable 3810 mm	B1I
49	Acelerómetro +/- 2g	AL1M12
50	Acelerómetro +/- 4g	A1M4
51	Acelerómetro +/- 4g	AL1M4
52	Acelerómetro +/- 4g	BMVM11
53	Acelerómetro +/- 4g	BCM11
54	Acelerómetro +/- 4g	BL1M11
55	Acelerómetro +/- 4g	B1M7
56	Acelerómetro +/- 4g	C1M11
57	Acelerómetro +/- 4g	CL1M11
58	Acelerómetro +/- 2g	1L1M23
59	DCDT +/- 25 mm	C1M11I2
60	DCDT +/- 25 mm	C1M11I1
61	DCDT +/- 25 mm	C1M10I2
62	DCDT +/- 25 mm	C1M10I1
63	DCDT +/- 25 mm	C1M10S2
64	DCDT +/- 25 mm	C1M10S1
65	Deformímetro 120 +/-15%	B1C4E1
66	Deformímetro 120 +/-15%	B1C4L1
67	Deformímetro 120 +/-15%	A1C6E1

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CANAL	INSTRUMENTO	POSICIÓN
68	Deformímetro 120 +/-15%	A1C6LI
69	Deformímetro 120 +/-15%	A1C5I
70	Deformímetro 120 +/-15%	A1C5LI
71	Deformímetro 120 +/-15%	A1C4EI
72	Deformímetro 120 +/-15%	A1C4LI
73	Deformímetro 120 +/-15%	B1C3EI
74	Deformímetro 120 +/-15%	B1C3LI
75	Deformímetro 120 +/-15%	CDNA
76	Deformímetro 120 +/-15%	CDNB
77	Deformímetro 120 +/-15%	CDNB
78	Deformímetro 120 +/-15%	A1C3LM
79	Deformímetro 120 +/-15%	A1C2LM
80	Deformímetro 120 +/-15%	A1C1EI
81	Deformímetro 120 +/-15%	B1C1EI
82	Deformímetro 120 +/-15%	B1C1LI
83	Deformímetro 120 +/-15%	B1C2EI
84	Deformímetro 120 +/-15%	B1C2LI
85	Deformímetro 120 +/-15%	C1C1EI
86	Deformímetro 120 +/-15%	C1C1LI
87	Deformímetro 120 +/-15%	C1C2LM
88	Deformímetro 120 +/-15%	C1C3LM
89	Deformímetro 120 +/-15%	CDSA
90	Deformímetro 120 +/-15%	CDBA
91	Deformímetro 120 +/-15%	C1C4EI
92	Deformímetro 120 +/-15%	C1C4LI
93	Deformímetro 120 +/-15%	C1CEEI
94	Deformímetro 120 +/-15%	C1C5EI
95	Deformímetro 120 +/-15%	C1C6EI
96	Deformímetro 120 +/-15%	C1C6LI

3.6 PROCESAMIENTO DE SEÑALES

El procesamiento de señales consistió en transformar los archivos binarios obtenidos en las pruebas en archivos tipo ASCII, que tienen la característica de ser compatibles con los programas empleados comúnmente, especialmente las hojas de cálculo. En estas transformaciones se involucraron constantes numéricas de calibración determinadas para cada tipo de instrumento.

Los archivos ASCII fueron filtrados en el intervalo de frecuencias asociado a la frecuencia de vibración del modelo con el programa DEGTRA desarrollado por Ordaz (2000). Además se corrigió la línea base. El filtro empleado fue del tipo paso bajas con frecuencia

de corte variable ya que depende del instrumento que se está analizando y de lo que se está midiendo o registrando.

Finalmente, la información, en formato ASCII, fue reducida y procesada en una hoja de cálculo comercial.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4. ENSAYE EN MESA VIBRADORA

4.1 PROGRAMA DE PRUEBAS

En la tabla 4.1 se muestra la secuencia de ensaye: la fecha, el tipo de prueba y la clave del registro utilizado para la prueba. Es preciso decir que en la primer columna de la tabla también se mencionan las modificaciones que se fueron haciendo al modelo en el ámbito estructural, así como en términos de la masa de excitación.

Tabla 4.1 Secuencia de ensayos

Modelo	Fecha	Descripción del modelo	Registro
M1SRSC	04-XII-02	Modelo original. Con daño inicial en forma de grietas horizontales en la base de algunos muros	SCT-85
			MS=7.6
	MS=7.8		
	MS=8.0		
	MS=8.3		
05-XII-02			
M1SRSC-M	07-XII-02	Se retiraron los tableros extremos del muro central y la masa permaneció constante	SCT-85
			MS=7.6
			MS=7.8
			MS=8.0
			MS=8.3
MS=8.0			
M1SRSC-A	09-XII-02	Se ranuró verticalmente el tablero central y las dos mochetas perpendiculares al mismo se desligaron	SCT-85
			MS=7.6
			MS=7.8
			MS=8.0
			MS=8.3
MS=8.3			
M1SRSC-B	12-XII-02	Se adicionaron 32 barras de plomo (1600 kg) a la masa original. Masa total: 6.4 t.	MS=7.6
			MS=7.8
			MS=8.0
			MS=8.3
			MS=8.3
M1SRSC-C	18-XII-02	Se adicionaron 10 barras de plomo (500 kg) lo que origina una masa total de 6.9 t. Se inyectó resina epóxica en las grietas horizontales de los muros largos.	MS=8.0
			MS=8.3
			MS=8.3x1.25
			MS=8.3x1.50
			MS=8.3x1.75
MS=8.3x1.50			

Entre la aplicación de cada registro se sometió a la estructura a ruido blanco (señales aleatorias). Con ellos se buscó determinar las frecuencias principales de vibración de la estructura para así asociarlas con la pérdida de rigidez de la estructura.

Los sismos fueron generados mediante un registro base, el cual se obtuvo de la Base Mexicana de Sismos de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (2000). Este corresponde a un sismo ocurrido en Acapulco en el año de 1969. Usándolo para crear sismos de la misma familia pero con magnitudes diferentes.

A continuación se muestran los registros de aceleración utilizados en las pruebas. Cabe hacerse la aclaración que las magnitudes mostradas en la leyenda de las figuras corresponden a la escala de Richter.

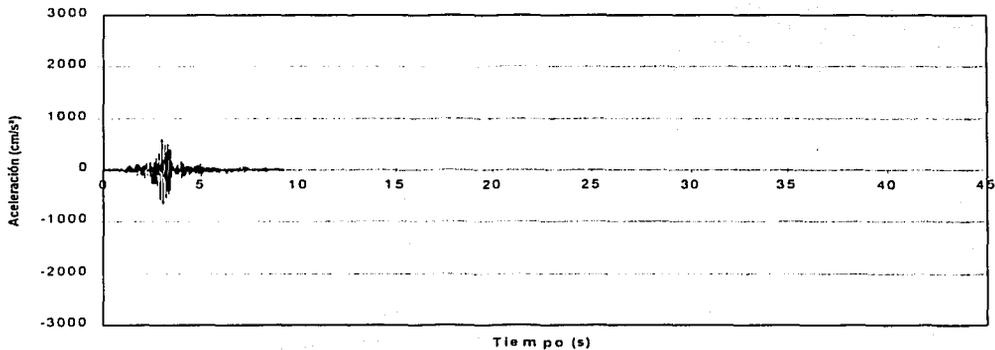


Figura 4.1 Registro Acad69Fg ($a_{\text{MAX}} = 663 \text{ cm/s}^2$)

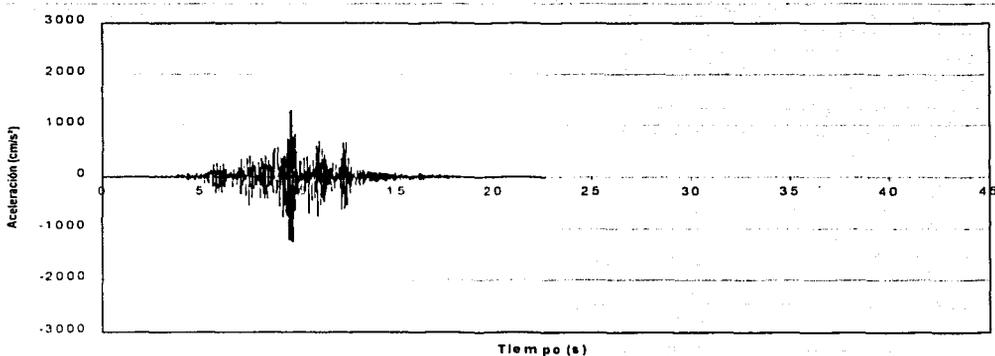


Figura 4.2 Sismo magnitud 7.6 ($a_{\text{MAX}} = 1302 \text{ cm/s}^2$)

YESIS CON
FALLA DE ORIGEN

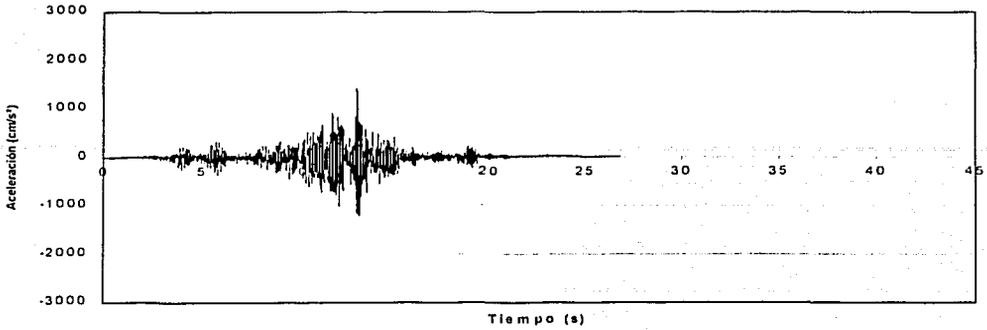


Figura 4.3 Sismo magnitud 7.8 ($a_{max} = 1430 \text{ cm/s}^2$)

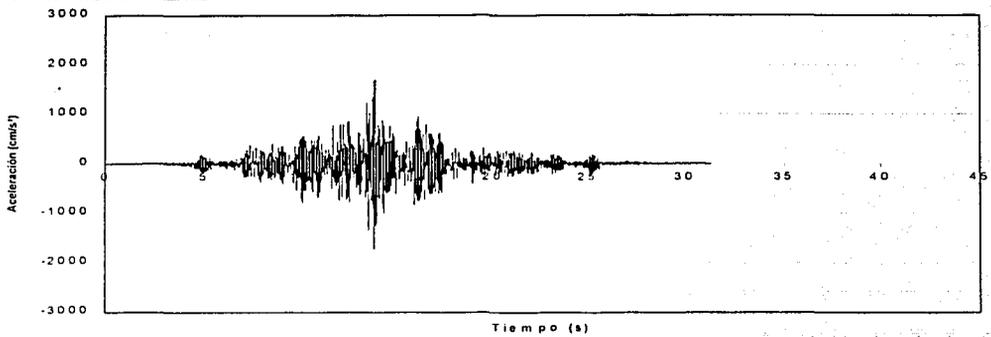


Figura 4.4 Sismo magnitud 8.0 ($a_{max} = 1729 \text{ cm/s}^2$)

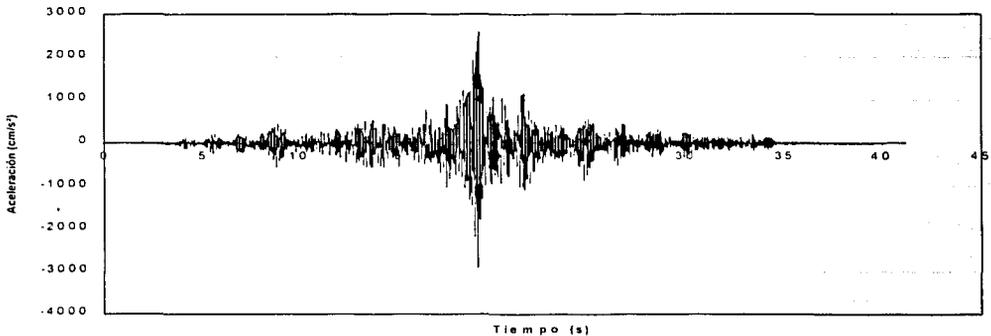


Figura 4.5 Sismo magnitud 8.3 ($a_{max} = 2935 \text{ cm/s}^2$)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

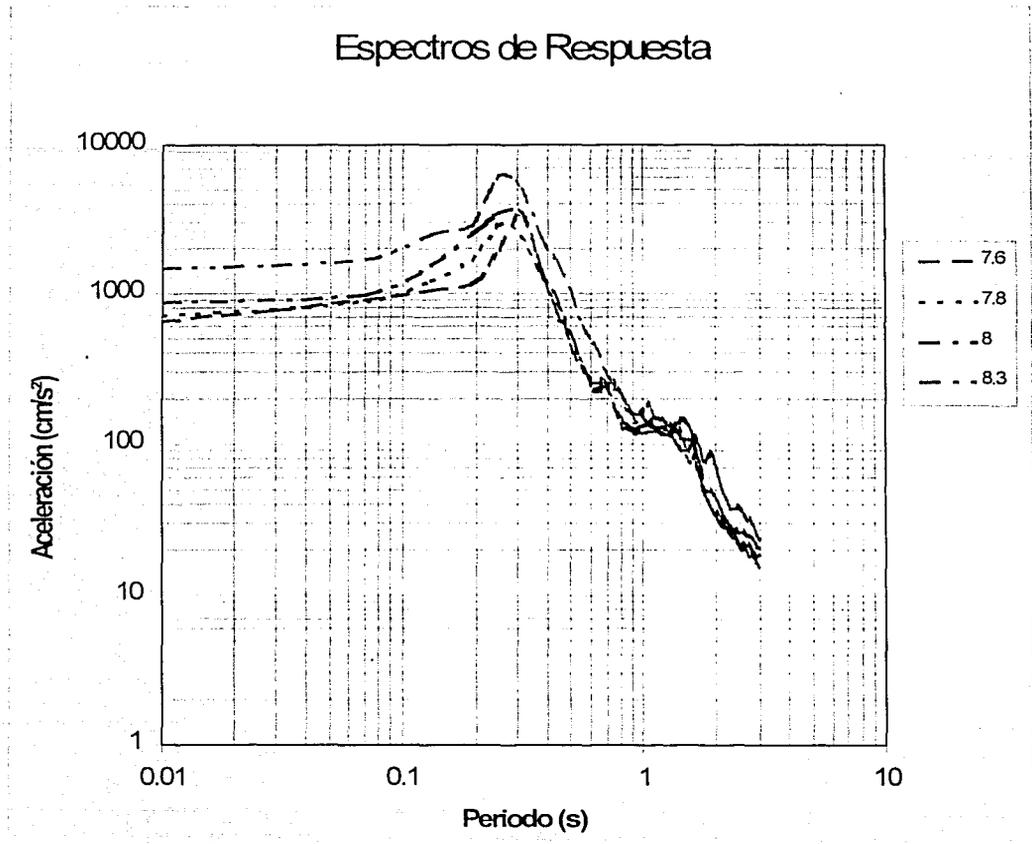


Figura 4.6 Espectro de respuesta (aceleración)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.2 RESULTADOS EXPERIMENTALES

Los resultados obtenidos del ensaye se muestran en las siguientes secciones de manera más detallada, abordando principalmente el comportamiento dinámico de la estructura, en general, sin entrar a mucho detalle por fachada o por muro.

4.2.1 Distribución y propagación del daño

Al término de cada corrida se hizo una inspección visual para detectar las grietas y el daño en la estructura. Para facilitar estas observaciones el modelo fue pintado de blanco con pintura vinílica. Después de cada prueba se hizo una revisión exhaustiva y el daño observado se marcó con plumón y se fotografió. El daño ocurrido a la estructura se presenta de forma resumida en la tabla 4.2. En las figuras 4.6 a 4.21 se presenta una serie de fotografías en las cuales se puede ver el daño en forma progresiva durante los ensayes.

Tabla 4.2 Desarrollo del daño durante los ensayes

Modelo	Registro	Descripción del daño
MISRSC	SCT-85	Sin daño aparente
	MS=7.6	Sin daño aparente
	MS=7.8	Se prolongó un poco la grieta inicial del muro largo
	MS=8.0	Sin daño aparente
	MS=8.3	Sin daño aparente
MISRSC-M	SCT-85	Sin daño aparente
	MS=7.6	Se prolongó un poco la grieta inicial del muro largo en la fachada C
	MS=7.8	Sin daño aparente
	MS=8.0	Sin daño aparente
	MS=8.3	Se prolongó un poco la grieta inicial del muro largo en la fachada A
	MS=8.0	Sin daño aparente
MISRSC-A	SCT-85	Sin daño aparente
	MS=7.6	Sin daño aparente
	MS=7.8	Sin daño aparente
	MS=8.0	Sin daño aparente
	MS=8.3	Sin daño aparente
	MS=8.3	Primer grieta diagonal en mocheta de la fachada C
MISRSC-B	MS=7.6	Continuación de agrietamiento diagonal en las mochetas de la fachada C
	MS=7.8	Inicia desconchamiento de tabique en algunas zonas de las grietas horizontales de los muros largos
	MS=8.0	Agrietamientos en la unión tabique-concreto. Grietas empiezan a penetrar en los castillos
	MS=8.3	Desconchamiento de concreto en la esquina de la cimentación y agrietamiento diagonal en mochetas de fachada A
	MS=8.3	Agrietamiento diagonal en mochetas es más evidente
MISRSC-C	MS=8.0	El agrietamientos diagonal accidental de muros grandes llega a los castillos y se observan grietas en la losa
	MS=8.3	Agrietamiento diagonal en el muro central ranurado, se produce aplastamiento de tabique en algunas zonas de los muros
	MS=8.3x1.25	Agrietamientos de hasta 1 cm en la fachada C
	MS=8.3x1.50	Aplastamiento del concreto en los castillos, en la ventana y puerta de fachada C y en menor parte de la fachada A. Se ve el acero de refuerzo
	MS=8.3x1.75	Desprendimientos de bloques de mampostería en muro central y en fachada C
	MS=8.3x1.50	Se acrecientan los daños antes mencionados.



Figura 4.7 Modelo M1SRSC antes de los ensayos



Figura 4.8 Retiro de tableros extremos del panel central (Modelo M1SRSC-M)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

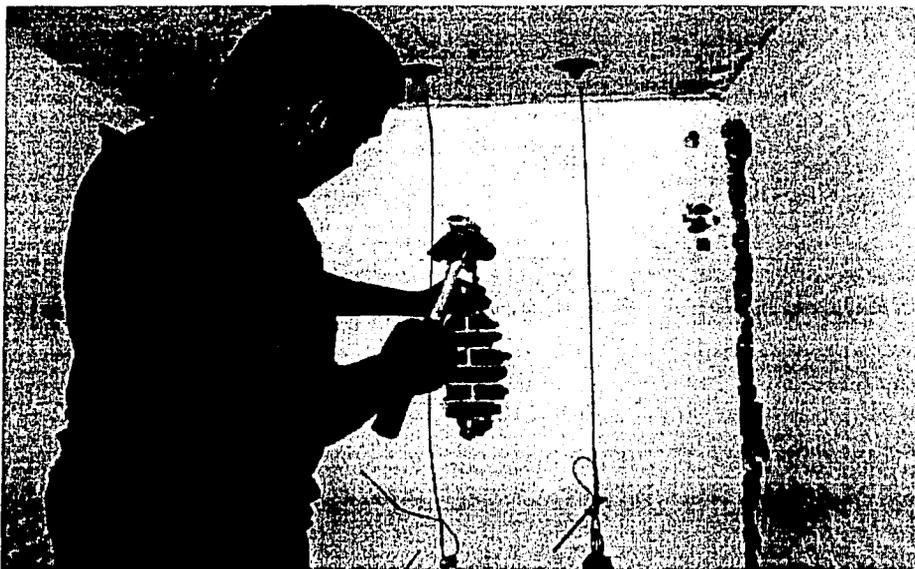


Figura 4.9 Muro central ranurado y desligue de mochetas perpendiculares (Modelo M1SRSC-A)

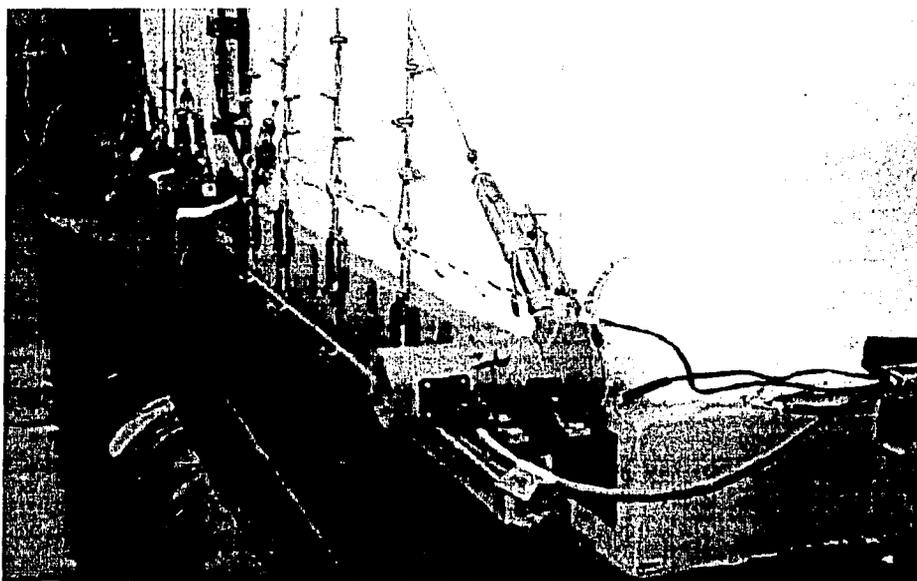
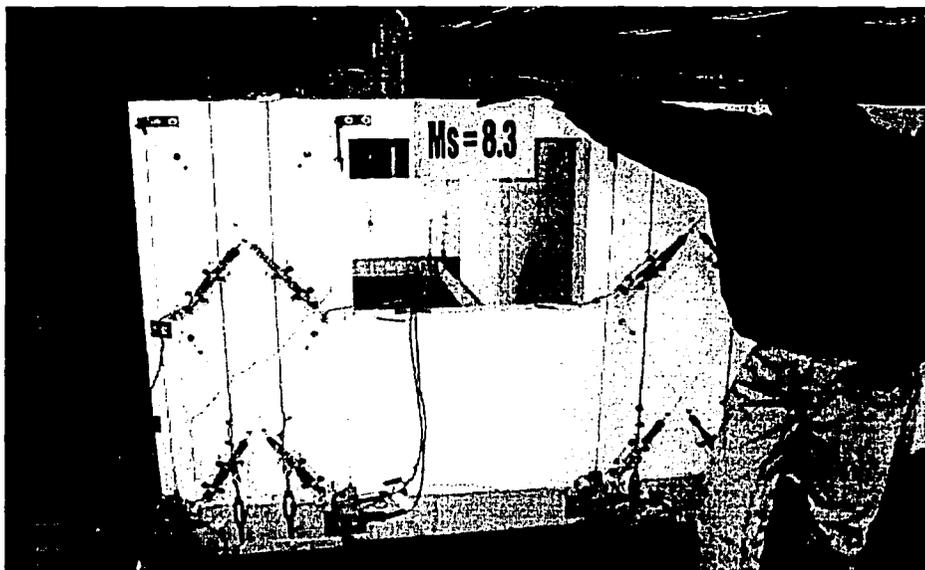
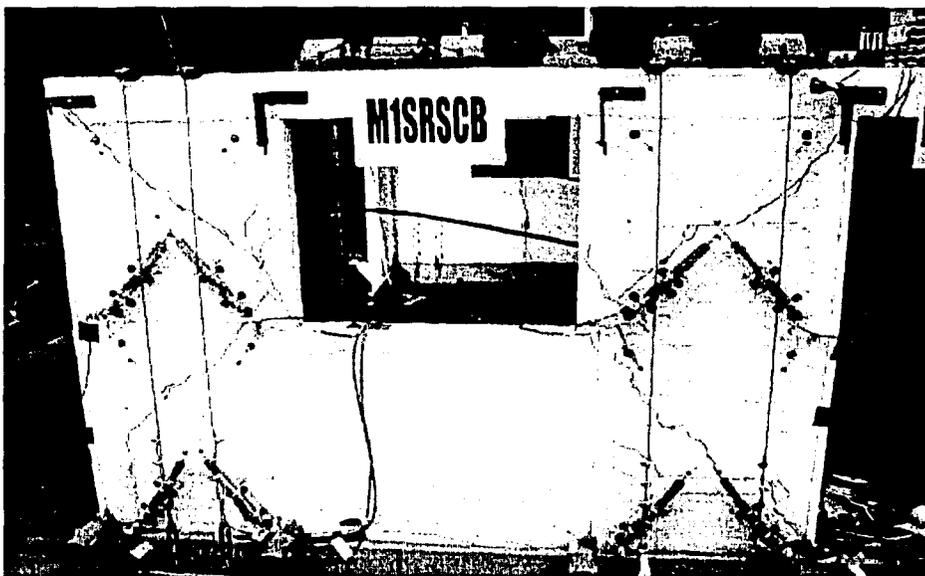


Figura 4.10 Grieta horizontal antes de las pruebas (Modelo M1SRSC-A)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

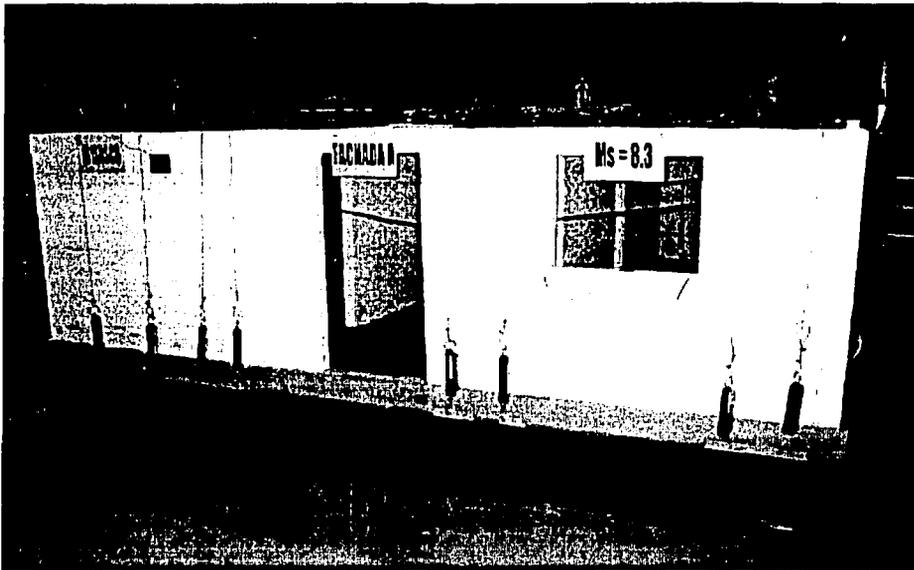


4.11 Primer agrietamiento diagonal (Modelo M1SRSC-A)

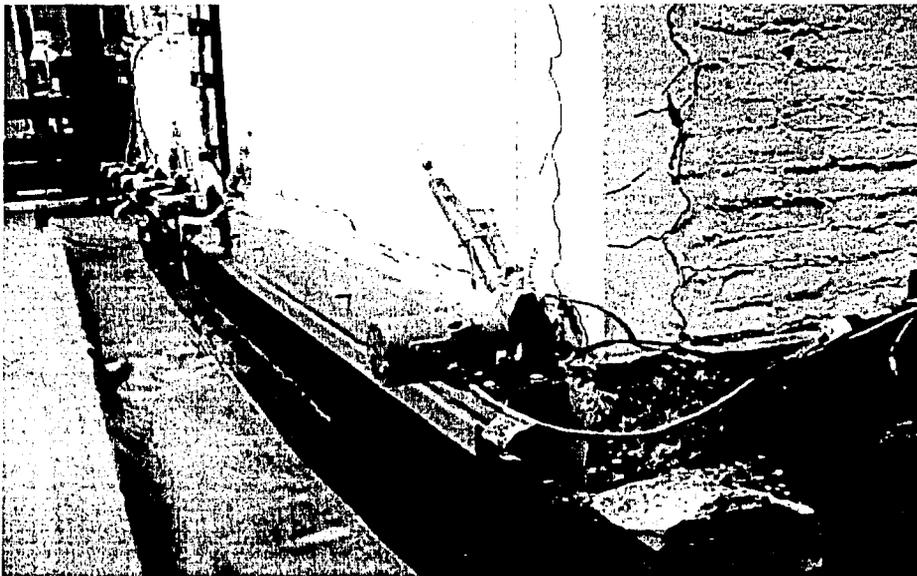


4.12 Agrietamiento diagonal de las mochetas fachada C (Modelo M1SRSC-B)

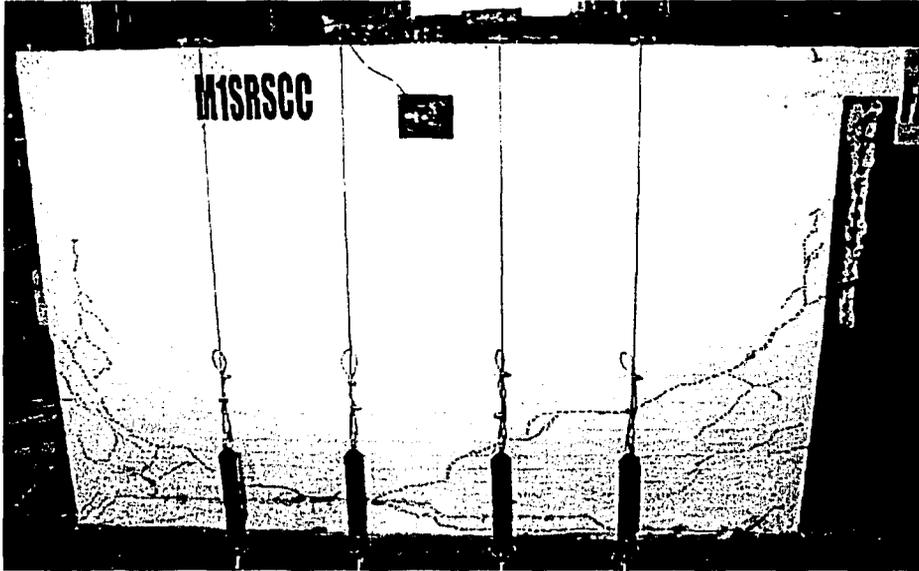
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



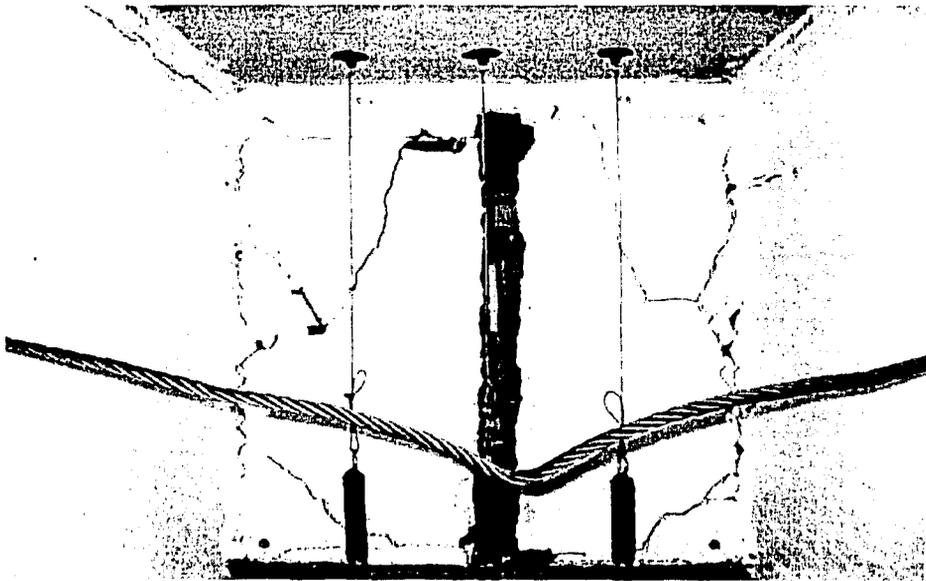
4.13 Agrietamiento diagonal de las mochetas fachada A (Modelo M1SRSC-B)



4.14 Desconchamiento de concreto en la esquina de la cimentación fachada C (Modelo M1SRSC-B)



4.15 Agrietamiento diagonal accidental en muros grandes (Modelo MISRSC-C)

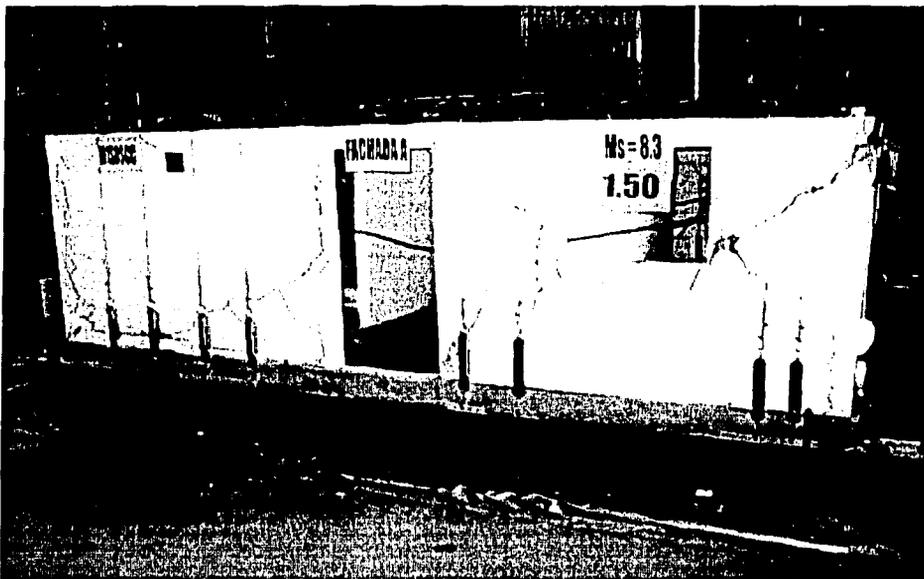


4.16 Agrietamiento diagonal muro central (Modelo MISRSC-C)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



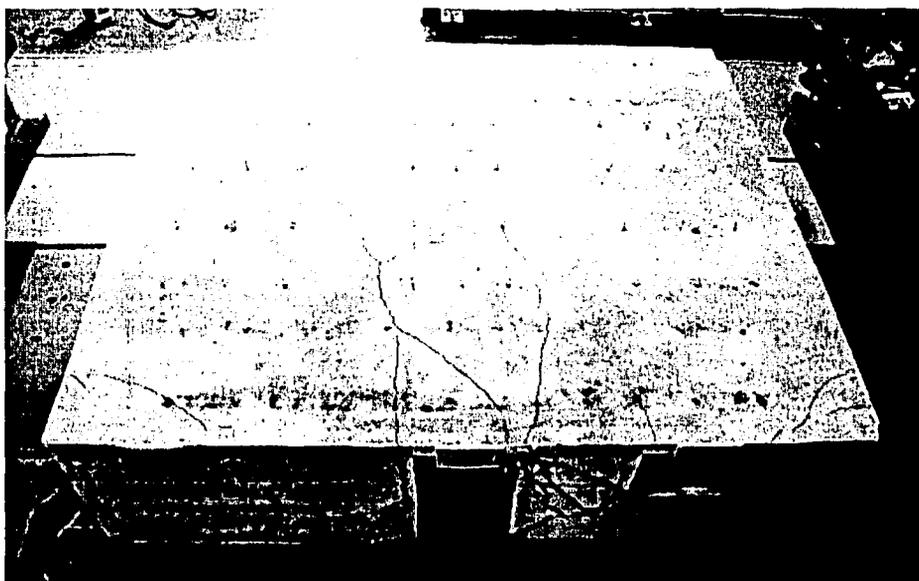
4.17 Aplastamiento de concreto en ventana y puerta fachada C (Modelo M1SRSCC-C)



4.18 Penetra grieta diagonal a castillos aplastando el concreto en fachada A (Modelo M1SRSCC-C)



4.19 Desprendimiento de bloques del muro central y fachada C (Modelo MHSRSC-C)



4.20 Agrietamiento de la Losa (Modelo MHSRSC-C)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

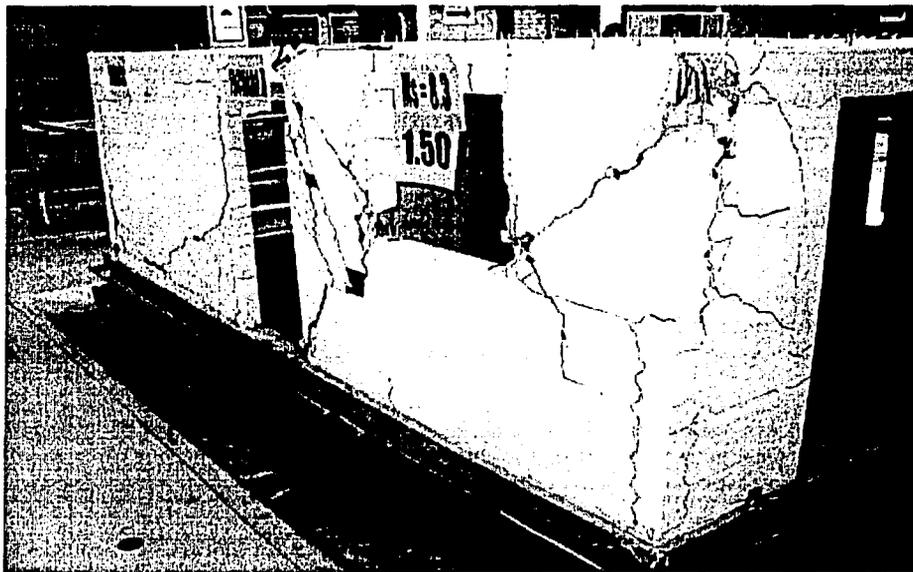


Figura 4.21 Fachada A al final de los ensayos (Modelo M1SRSC-C)



Figura 4.22 Fachada C al final de los ensayos (Modelo M1SRSC-C)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.3 RESPUESTA DINÁMICA DEL MODELO

En esta sección se presentarán algunos de los resultados más importantes de los ensayos. El desarrollo de esta sección corresponde a los valores principales que se requerirán para el siguiente capítulo donde se hace una comparación en lo que solicita el Manual de Obras Civiles de la CFE. Sin embargo se incluyen resultados generales que dan buenas bases para elaborar algunas conclusiones importantes.

4.3.1 Historias de desplazamiento y aceleración contra tiempo

Las historias de desplazamiento y de aceleración contra tiempo grabadas durante los ensayos se muestran en el apéndice B. Se muestran las correspondientes a los desplazamientos registrados en la loza de azotea (instrumentos A1S, B1S y C1S), así como las de aceleración en la loza de azotea (acelerómetros BL1M11, 1L1M23 y 4L1M12) ver fig. 3.27.

De acuerdo con las aceleraciones registradas en los instrumentos 1L1M23 y 4L1M12 se puede apreciar que la torsión en el modelo sí es considerable. Se muestran resultados normalizados con respecto a BL1M11 en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Aceleraciones del modelo

Modelo	Registro	BL1M11	1L1M23	4L1M12
M1SRSC	SCT-1985	1,000	0,198	0,118
	MS=7.6	1,000	0,047	0,035
	MS=7.8	1,000	0,059	0,047
	MS=8.0	1,000	0,056	0,055
	MS=8.3	1,000	0,129	0,165
M1SRSC-M	SCT-1985	1,000	0,168	0,227
	MS=7.6	1,000	0,226	0,216
	MS=7.8	1,000	0,243	0,183
	MS=8.0	1,000	0,217	0,219
	MS=8.3	1,000	0,264	0,262
M1SRSC-A	SCT-1985	1,000	0,267	0,283
	MS=7.6	1,000	0,299	0,329
	MS=7.8	1,000	0,311	0,305
	MS=8.0	1,000	0,284	0,303
	MS=8.3	1,000	0,325	0,270
M1SRSC-B	MS=8.3	1,000	0,260	0,258
	MS=7.6	1,000	0,329	0,287
	MS=7.8	1,000	0,330	0,374
	MS=8.0	1,000	0,288	0,232
	MS=8.3	1,000	0,272	0,237
M1SRSC-C	MS=8.3	1,000	0,364	0,288
	MS=8.0	1,000	0,271	0,219
	MS=8.3	1,000	0,351	0,266
	MS=8.3X1.25	1,000	0,396	0,318
	MS=8.3X1.50	1,000	0,502	0,436
	MS=8.3X1.75	1,000	0,539	0,431
	MS=8.3X1.50	1,000	0,419	0,395

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

De los resultados se ve que la aceleración perpendicular a la dirección de excitación llegó a ser hasta 53% de la aceleración principal.

4.3.2 Cambios en la frecuencia fundamental de vibración

Se determinó el primer modo natural de vibración analizando antes y después de las pruebas por medio de un ruido blanco. El ruido blanco es una señal aleatoria que excita el modelo con una aceleración máxima establecida. En este caso la aceleración RMS aplicada fue de 50 cm/s²; el ruido blanco se aplicó entre 0.1 y 50 Hz.

La frecuencia natural de vibración se determinó mediante una análisis de Fourier. Se muestran en la tabla 4.4 los valores obtenidos.

Tabla 4.4 Frecuencia del modelo

Modelo	Registro	Frecuencia Hz
M1SRSC	SCT-1985	-
	MS=7.6	20,8
	MS=7.8	21,09
	MS=8.0	21,97
	MS=8.3	21,68
M1SRSC-M	SCT-1985	-
	MS=7.6	20,8
	MS=7.8	21,09
	MS=8.0	20,51
	MS=8.3	21,09
M1SRSC-A	SCT-1985	-
	MS=7.6	14,65
	MS=7.8	16,7
	MS=8.0	16,99
	MS=8.3	16,41
	MS=8.3	16,7
M1SRSC-B	MS=7.6	16,11
	MS=7.8	15,23
	MS=8.0	16,11
	MS=8.3	16,41
	MS=8.3	16,41
M1SRSC-C	MS=8.0	14,06
	MS=8.3	14,06
	MS=8.3X1.25	14,06
	MS=8.3X1.50	14,06
	MS=8.3X1.75	14,36
	MS=8.3X1.50	14,36

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.3.3 Amplificación dinámica

En la tabla 4.5 se muestran los valores de aceleración máxima de la mesa vibradora y del acelerómetro ubicado en el centro de la losa de azotea. En la última columna se expresa la relación de estos dos valores para poder ver la amplificación dinámica en términos de porcentaje.

Tabla 4.5 Amplificaciones

Modelo	Registro	BL1M11 cm/s ²	BMVM11 cm/s ²	Amplificación
M1SRSC	SCT-1985	172,2	162,8	1,058
	MS=7.6	1906,6	1642	1,161
	MS=7.8	1869,7	1574	1,188
	MS=8.0	2251	1816	1,240
	MS=8.3	3199	2660	1,203
M1SRSC-M	SCT-1985	237,6	176,6	1,345
	MS=7.6	2350	1958	1,200
	MS=7.8	2416	1807	1,337
	MS=8.0	2937	2083	1,410
	MS=8.3	3975	2568	1,548
	MS=8.0	2953	2060	1,433
M1SRSC-A	SCT-1985	207,1	165,2	1,254
	MS=7.6	2306	1539	1,498
	MS=7.8	2190	1618	1,354
	MS=8.0	2872	1943	1,478
	MS=8.3	3944	2537	1,555
	MS=8.3	4070	2548	1,597
M1SRSC-B	MS=7.6	2234	1450	1,541
	MS=7.8	2477	1701	1,456
	MS=8.0	3121	2126	1,468
	MS=8.3	3584,7	2819	1,272
	MS=8.3	3776	2907	1,299
M1SRSC-C	MS=8.0	4084,6	1843	2,216
	MS=8.3	4661	3054	1,526
	MS=8.3X1.25	4434	3463	1,280
	MS=8.3X1.50	4434	3422	1,296
	MS=8.3X1.75	4111	2960	1,389
	MS=8.3X1.50	2660	3858	0,689

Analizando los cambios en la amplificación dinámica durante las pruebas se puede ver que conforme el daño se incrementa existe un decremento en la amplificación.

TESIS CON
ALLA DE ORIGEN

4.3.4 Resistencia sísmica

Existen muchos parámetros que determinan la resistencia sísmica de un sistema estructural. Por una parte están los definidos por las características mecánicas de los materiales de la estructura y, por otra parte, los asociados a las propiedades dinámicas, la capacidad de disipación de energía, mecanismos de falla, etc. del sistema estructural. De manera simplista la resistencia sísmica se define mediante la carga lateral y la resistencia mostrada ante ésta.

Para determinar la carga lateral es suficiente, como se mencionó en el capítulo 2, con multiplicar la aceleración por la masa de excitación del modelo. Esta aceleración se tomó la que registró el instrumento BLM11. Se evaluó el coeficiente sísmico de la estructura como la relación entre el cortante basal y el peso total del modelo. El peso total del modelo resultó ser de 5 332,78 kgf; este valor se obtuvo mediante una celda de carga.

Tabla 4.7 Resistencia sísmica

Modelo	Registro	BLM11 cm/s ²	V _{base} kN (tf)	Coficiente c
M1SRSC	SCT-1985	172,2	8,1 (0,83)	0,155
	MS=7.6	1906,6	89,8 (9,15)	1,716
	MS=7.8	1869,7	88,0 (8,97)	1,683
	MS=8.0	2251	106,0 (10,8)	2,026
	MS=8.3	3199	150,6 (15,4)	2,880
M1SRSC-M	SCT-1985	237,6	11,2 (1,14)	0,214
	MS=7.6	2350	110,7 (11,3)	2,115
	MS=7.8	2416	113,8 (11,6)	2,175
	MS=8.0	2937	138,3 (14,1)	2,644
	MS=8.3	3975	187,2 (19,1)	3,578
M1SRSC-A	MS=8.0	2953	139,1 (14,1)	2,658
	SCT-1985	207,1	9,8 (0,99)	0,186
	MS=7.6	2306	108,6 (11,1)	2,076
	MS=7.8	2190	103,1 (10,5)	1,971
	MS=8.0	2872	135,2 (13,8)	2,585
	MS=8.3	3944	185,7 (18,9)	3,550
M1SRSC-B	MS=8.3	4070	191,7 (19,5)	3,663
	MS=7.6	2234	140,3 (14,3)	2,062
	MS=7.8	2477	155,5 (15,9)	2,290
	MS=8.0	3121	196,0 (20,0)	2,881
	MS=8.3	3584,7	225,1 (22,9)	3,309
M1SRSC-C	MS=8.3	3776	237,1 (24,2)	3,486
	MS=8.0	4084,6	276,5 (28,2)	3,792
	MS=8.3	4661	315,5 (32,2)	4,327
	MS=8.3X1.25	4434	300,1 (30,6)	4,116
	MS=8.3X1.50	4434	300,1 (30,6)	4,116
	MS=8.3X1.75	4111	278,3 (28,4)	3,816
	MS=8.3X1.50	2660	180,1 (18,4)	2,469

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Como se puede observar en la tabla, los valores del coeficiente sísmico sobrepasan muy ampliamente la resistencia del reglamento. En el caso del RCDF el coeficiente máximo para nuestra estructura es de 0,26, que afectado por el factor de comportamiento sísmico resulta 0,13.

Dado que este estudio se enfoca a la vivienda en una zona epicentral el coeficiente máximo que propone el manual de la CFE es de 0,86 que afectado por Q resulta de 0,43.

En el siguiente capítulo se abordará con más detalle este aspecto.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo de la tesis se pretende hacer una comparación entre el RCDF y las NTCM de acuerdo con los resultados obtenidos del ensaye del modelo.

5.1 MATERIALES

El RCDF explícitamente en sus NTC de mampostería propone los siguientes apartados en cuanto a materiales que conforman la mampostería.

5.1.1 Piezas

La resistencia en compresión se determinará de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-036. Cuando se tenga evidencia de que la resistencia f_p^* , es alcanzada por el 98% de la piezas producidas por el fabricante este valor se tomará como resistencia de diseño. En caso de que no se cumpla lo anterior se obtendrán al menos 3 muestras de 10 piezas de lotes diferentes de la producción. Las 30 piezas se ensayarán con el procedimiento especificado en la norma NMX-C-036 y la resistencia de diseño se calculará como

$$f_p^* = \frac{f_p}{1 + 2.5c_p}$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

donde

f_p es el promedio de las resistencias en compresión de las piezas ensayadas.

c_p es el coeficiente de variación de la resistencia de las piezas ensayadas y no será menor

0.20 plantas mecanizadas con control de calidad de resistencia

0.30 piezas de fabricación mecanizada

0.35 *piezas de producción artesanal*

Sustituyendo los valores medidos en los ensayos de laboratorio obtenemos

$$f_p^* = \frac{120}{1 + 2.5(0.35)} = 64 \text{ kg/cm}^2$$

5.1.2 Mortero

Los elementos estructurales que se empleen en mampostería cumplirán con los requisitos siguientes:

- a) Su resistencia en compresión será por lo menos de 40 kg/cm²
- b) La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2,25 y 3

- c) La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NMX-C-061
- d) Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable

Estas especificaciones se cumplen en el caso del prototipo. Para el caso de modelo la relación volumétrica es la única que no se cumple, aunque sus propiedades mecánicas se mantienen con un valor promedio de 150 kg/cm².

5.1.3 Acero

El refuerzo que se emplee en castillos, dalas y o elementos colocados en el interior del muro, estará constituidos por barras corrugadas que cumplan con las especificaciones NOM B 6 y B 294 se admitirá el uso de barras lisas únicamente en estribos.

Como esfuerzo de diseño, f_y , se considerará el de fluencia garantizado por el fabricante. La verificación de la calidad del acero se hará de acuerdo con la norma correspondiente de la Dirección General de Normas.

Como se mencionó anteriormente, el material se coció y se llegó a un valor de fluencia de 4400 kg/cm² el cual es un valor similar al del prototipo de 4200 kg/cm² además de ser barras corrugadas como se indica anteriormente.

5.1.4 Mampostería

5.1.4.1 Resistencia a compresión

Si no se realizan determinaciones experimentales pueden emplearse los valores de f'_m que, para distintos tipos de piezas y morteros se presentan en la tabla siguiente:

f'_m , en kg/cm ²	f'_m en kg/cm ²		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
60	20	20	20
75	30	30	25
100	40	40	30
150	60	60	40
200	80	70	50
300	120	90	70
400	140	110	90
500	160	130	110

A partir de ensayos de pilas construidas con las piezas y el mortero que se empleó en la construcción de los modelos, se obtuvo la resistencia de diseño como:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$f^*_{m} = \frac{f_m}{1 + 2.5c_m}$$

donde

f_m es el promedio de la resistencia de pilas ensayadas, corregida por esbeltez

c_m el coeficiente de variación de la resistencia de las pilas ensayadas, que no será inferior a 0.15

Factores correctivos para la resistencia de pilas con diferentes relaciones de esbeltez				
Relación de esbeltez de la pila	2	3	4	5
Factor correctivo	0,75	0,90	1,00	1,05

De donde obtenemos

$$f^*_{m} = \frac{71}{1 + 2.5(0.15)} = 51,6 \text{ kg/cm}^2$$

El hacer un prediseño con los valores que recomienda las NTCM del RCDF resulta muy conservador ya que al compararlo con el obtenido del ensaye de pilas resulta un valor de 2,6 veces mayor que el que recomienda las NTCM.

5.1.4.2 Esfuerzo cortante resistente de diseño

El esfuerzo cortante resistente de diseño, v^* , se tomó de la siguiente tabla:

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Esfuerzo cortante resistente de diseño sobre área bruta		
Pieza	Tipo de mortero	v^* en kg/cm ²
Tabique de barro recocido	I	3,5
	II y III	3
Tabique de concreto ($f^*_{p} > 80 \text{ kg/cm}^2$)	I	3
	II y III	2
Tabique hueco de barro ²	I	3
	II y III	2
Bloque de concreto tipo A (pesado)	I	3,5
	II y III	2,5

¹ Las piezas huecas deberán cumplir con los requisitos fijados para piezas huecas. Cuando el valor que aparece en la tabla sea mayor que $0.8 v^*$ se tomará este último valor como v^* .

² Tabique de barro con perforaciones verticales con relación de áreas neta a bruta no menor de 0.45

Para materiales no cubiertos en la tabla anterior, las NTC recomiendan hacer el ensaye de al menos 9 muretes construidos con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes donde el esfuerzo cortante resistente de diseño será:

$$v^* = \frac{v}{1 + 2.5c_v}$$

donde

v = el promedio de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados
 c_v = el coeficiente de variación de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados que no será menor que 0,20

de lo cual se obtiene

$$v^* = \frac{11}{1 + 2.5(0.2)} = 7,3 \text{ kg/cm}^2$$

Se puede observar que aunque el material usado en los modelos aparece en la tabla que recomienda valores para el diseño, se hicieron los ensayos de muretes los cuales al relacionarnos con los de la tabla nos arrojan resultados de hasta 2,1 veces mayores que el de la tabla.

Todo esta información analizada recomienda ampliamente para la mampostería hacer el ensaye de pilas y muretes ya que como se ha visto hasta el momento en todo momento arrojarán resultados por encima de los recomendados por las NTCM.

5.2 REVISIÓN DEL DISEÑO

Los resultados de los ensayos de materiales arrojaron valores de resistencias de diseño mayores que los considerados en el diseño. Por tanto, era de esperar que la resistencia del modelo aumentó de lo originalmente establecido.

Para los fines de este trabajo interesa la resistencia ante cargas laterales, la cual se vio incrementada según se aprecia del estudio de las tablas 5.1 a 5.3. En ellas se incluye el resultado de aplicar el método simplificado de análisis para los modelos M1SRSC, M1SRSC-M y M1SRSC-A respectivamente.

Del análisis de estas tablas es claro que el cortante basal resistente obtenido de acuerdo con el Reglamento, para los dos primeros modelos fue suficientemente alto para llevar el modelo al agrietamiento diagonal, lo cual si ocurrió en el tercer modelo para una fuerza de 19.5 tf. En el modelo M1SRSC el equipo no fue capaz de producir dicha fuerza de agrietamiento, mientras que para el modelo M1SRSC-M se produjo una fuerza inclusive mayor a la prevista por el RCDF y no ocurrió agrietamiento alguno. Lo anterior nos habla de lo conservador que es el RCDF.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 5.1 Resistencia lateral y cortante basal del modelo M1SRSC en la dirección Y

Muro	Longitud	Espesor	Area	Carga vertical	F_i	Area Reduc.	V_r , RCDF
	m	m	transv. m ²	P, kg (kN)	$(1.33*L/H)^2$	m ²	kg (kN)
13	1,56	0,06	0,093	263 (2,58)	1,000	0,0933	3 498 (34,32)
14	0,49	0,06	0,029	121 (1,19)	0,361	0,0106	402 (3,94)
15	0,49	0,06	0,029	95 (0,94)	0,361	0,0106	399 (3,91)
16	1,29	0,06	0,077	275 (2,7)	1,000	0,0774	2 919 (28,64)
17	1,12	0,06	0,067	207 (2,03)	1,000	0,0672	2 525 (24,77)
18	1,29	0,06	0,077	275 (2,7)	1,000	0,0774	2 919 (28,64)
19	1,56	0,06	0,093	263 (2,58)	1,000	0,0933	3 498 (34,32)
20	0,49	0,06	0,029	121 (1,19)	0,361	0,0106	402 (3,94)
21	0,49	0,06	0,029	95 (0,94)	0,361	0,0106	399 (3,91)
	8,770		0,526			0,451	16 962 (166)

Tabla 5.2 Resistencia lateral y cortante basal del modelo M1SRSC-M en la dirección Y

Muro	Longitud	Espesor	Area	Carga vertical	F_i	Area Reduc.	V_r , RCDF
	m	m	transv. m ²	P, kg (kN)	$(1.33*L/H)^2$	m ²	Kg (kN)
13	1,56	0,06	0,0936	263 (2,58)	1,000	0,0933	3 498 (34,32)
14	0,49	0,06	0,0294	121 (1,19)	0,361	0,0106	402 (3,94)
15	0,49	0,06	0,0294	95 (0,94)	0,361	0,0106	399 (3,91)
16	0,00	0,00	0,00	0,00 (0,00)	0,00	0,00	0,00 (0,00)
17	1,12	0,06	0,0672	207 (2,03)	1,000	0,0672	2 525 (24,77)
18	0,00	0,00	0,00	0,00 (0,00)	0,00	0,00	0,00 (0,00)
19	1,56	0,06	0,0936	263 (2,58)	1,000	0,0933	3 498 (34,32)
20	0,49	0,06	0,0294	121 (1,19)	0,361	0,0106	402 (3,94)
21	0,49	0,06	0,0294	95 (0,94)	0,361	0,0106	399 (3,91)
	6,200		0,3714			0,2962	11 123 (109)

Tabla 5.3 Resistencia lateral y cortante basal del modelo MISRSC-A en la dirección Y

Muro	Longitud	Espesor	Area	Carga vertical	F_i	Area Reduc.	Vr, RCDF
	m	m	transv. m ²	P, kg (kN)	$(1.33 \cdot L/H)^2$	m ²	kg (kN)
13	1,56	0,06	0,093	263 (2,58)	1,000	0,0933	3 498 (34,32)
14	0,49	0,06	0,029	121 (1,19)	0,361	0,0106	402 (3,94)
15	0,49	0,06	0,029	95 (0,94)	0,361	0,0106	399 (3,91)
16	0,00	0,00	0,00	0,00 (0,00)	0,00	0,00	0,00 (0,00)
17a	0,45	0,06	0,027	104 (1,02)	0,304	0,0082	309 (3,03)
17b	0,45	0,06	0,027	104 (1,02)	0,304	0,0082	309 (3,03)
18	0,00	0,00	0,00	0,00 (0,00)	0,00	0,00	0,00 (0,00)
19	1,56	0,06	0,093	263 (2,58)	1,000	0,0933	3 498 (34,32)
20	0,49	0,06	0,029	121 (1,19)	0,361	0,0106	402 (3,94)
21	0,49	0,06	0,029	95 (0,94)	0,361	0,0106	399 (3,91)
	5,970		0,3582			0,2455	9 216 (90,4)

Esta revisión del diseño nos da ya parámetros para poder evaluar los resultados obtenidos del ensaye del modelo y compararlos con aquellos que recomienda el reglamento en sus NTCM y en el mismo RCDF. Para el modelo, la resistencia a cortante medida fue 2,12 veces mayor que la calculada.

5.3 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS CON EL RCDF

Como parte final del trabajo en este apartado se compara los resultados obtenidos con los requisitos del RCDF y del Manual de Obras Civiles de la CFE.

5.3.1 Coeficiente de diseño sísmico en el Distrito Federal

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS 2002) del RCDF, se indican los espectros de diseño según la zonificación sísmica. Con objeto de evaluar las aceleraciones en la base del prototipo, calculadas a partir de las medidas en los modelos ensayados, se obtuvo el coeficiente de diseño sísmico.

Puesto que en la zona de lago (zona III) se registran las máximas aceleraciones en los espectros de diseño, el coeficiente sísmico de diseño del prototipo se determinó como si

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

este estuviera desplantado en el suelo blando. En este caso las NTCS propone un coeficiente sísmico reducido de 0,13g para viviendas de una altura menor a 4 m en su método simplificado de análisis.

5.3.2 Coeficiente de diseño en una zona epicentral

Estas aceleraciones también fueron comparadas con los coeficientes de diseño sísmico de zonas epicentrales en la costa sur del Océano Pacífico. Para esto se consideraron los espectros de diseño del Manual de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad. Análogamente al DF, los máximos coeficientes de diseño ocurren para estructuras desplantadas en suelos blandos. En este caso en específico propone un coeficiente sísmico reducido de 0,43 g. El coeficiente de diseño para la zona epicentral es 3,3 veces el obtenido para el DF. Esto indica que las estructuras de mampostería deben diseñarse para resistir una mayor fuerza en una zona epicentral que en el DF.

5.3.3 Resumen de resultados

En la tabla 5.4 se muestran los coeficientes sísmicos calculados para los ensayos realizados, así como los coeficientes sísmicos que propone el RCDF y el Manual de Obras Civiles de la CFE (ambos para terreno blando) y la relación entre ellos.

Cabe hacerse la aclaración que en los modelos M1SRSC y M1SRSC-M no se llegó al límite elástico ya que a pesar de que se llevo al límite el equipo de prueba el modelo no presentó ninguna muestra de daño alguno.

El modelo M1SRSC-A en la última prueba llegó a lo que se llama el límite elástico, presentando la primera grieta diagonal en uno de los muros del modelo.

Al modelo M1SRSC-A se le agregó masa en dos ocasiones con el fin de llevarlo a la resistencia máxima de la estructura generando los modelos M1SRSC-B y M1SRSC-C en este último se llevó el modelo al límite de resistencia máxima.

En el caso del límite elástico el coeficiente basal medido y calculado es 28 veces mayor al que propone el RCDF y mas de 8,5 veces para la zona epicentral. Cabe mencionar que estos valores corresponden al primer agrietamiento diagonal por lo que los correspondientes a la resistencia máxima son mayores a los indicados arriba.

Tabla 5.4 Relación entre los resultados y los reglamentos.

Modelo	Registro	Coefficiente c1	Coefficiente Sísmico RCDF c2	Coefficiente Sísmico CFE c3	c1/c2	c1/c3
M1SRSC	SCT-1985	0,155	0,13	0,43	1,19	0,36
	MS=7.6	1,716	0,13	0,43	13,20	3,99
	MS=7.8	1,683	0,13	0,43	12,95	3,91
	MS=8.0	2,026	0,13	0,43	15,59	4,71
	MS=8.3	2,880	0,13	0,43	22,15	6,70
M1SRSC-M	SCT-1985	0,214	0,13	0,43	1,65	0,50
	MS=7.6	2,115	0,13	0,43	16,27	4,92
	MS=7.8	2,175	0,13	0,43	16,73	5,06
	MS=8.0	2,644	0,13	0,43	20,34	6,15
	MS=8.3	3,578	0,13	0,43	27,52	8,32
	MS=8.0	2,658	0,13	0,43	20,45	6,18
M1SRSC-A	SCT-1985	0,186	0,13	0,43	1,43	0,43
	MS=7.6	2,076	0,13	0,43	15,97	4,83
	MS=7.8	1,971	0,13	0,43	15,16	4,58
	MS=8.0	2,585	0,13	0,43	19,89	6,01
	MS=8.3	3,550	0,13	0,43	27,31	8,26
	MS=8.3	3,663	0,13	0,43	28,18	8,52
M1SRSC-B	MS=7.6	2,062	0,13	0,43	15,86	4,80
	MS=7.8	2,290	0,13	0,43	17,59	5,32
	MS=8.0	2,881	0,13	0,43	22,16	6,70
	MS=8.3	3,309	0,13	0,43	25,46	7,70
	MS=8.3	3,486	0,13	0,43	26,81	8,11
M1SRSC-C	MS=8.0	3,792	0,13	0,43	29,17	8,82
	MS=8.3	4,327	0,13	0,43	33,28	10,06
	MS=8.3x1.25	4,116	0,13	0,43	31,66	9,57
	MS=8.3x1.50	4,116	0,13	0,43	31,66	9,57
	MS=8.3x1.75	3,816	0,13	0,43	29,36	8,88
	MS=8.3x1.50	2,469	0,13	0,43	18,99	5,74

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6. CONCLUSIONES

De acuerdo con las observaciones y problemas surgidos durante la construcción, instrumentación y evaluación de los resultados de los ensayos de los modelos, se desarrollaron las conclusiones y recomendaciones que se presentan a continuación.

6.1 DISEÑO, CONSTRUCCIÓN E INSTRUMENTACIÓN DE LOS MODELOS

El método de modelación de similitud simple empleado en este estudio mostró ser adecuado para ensayos de estructuras de mampostería en mesa vibradora, presentando ventajas con respecto al método de modelación de similitud completa.

El factor de escala de longitudes empleado igual a dos fue adecuado. El diseño, construcción e instrumentación de los modelos a escala fueron resueltos con métodos y técnicas convencionales.

Al realizar el diseño del prototipo y del modelo se debe considerar además de las tablas que recomienda las NTCM para la obtención de esfuerzos resistente de diseño el ensaye de pilas y muretes ya que los resultados que arrojan estos ensayos son mayores. Todo lo anterior con el fin de que el equipo de ensaye sea capaz de fallar el modelo construido.

Durante la construcción de los modelos se debe emplear mano de obra calificada y especializada para disminuir la posibilidad de errores. Se debe de seleccionar el procedimiento constructivo cuidadosamente para asegurar la fabricación de los modelos de acuerdo con las hipótesis de diseño.

Se debe de prestar atención en buena medida a la colocación y compactación del micro concreto en elementos de sección reducida a manera de que se garantice la continuidad y la buena adherencia en las juntas de construcción de los muros. Para la anterior fue muy útil el usar un aditivo para producir concreto reoplástico el cual tiene la característica de fluir fácilmente manteniendo una alta plasticidad más tiempo que un aditivo superplastificante.

6.2 COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS

El comportamiento de los modelos M1SRSC, M1SRSC-M y M1SRSC-A fue dentro del límite elástico ya que en la última prueba del modelo M1SRSC-A fue cuando apareció el primer agrietamiento diagonal. Sin embargo, se puede hablar de una pérdida de rigidez, debido a las modificaciones que se hicieron en cada modelo como se mencionó anteriormente.

De acuerdo con el daño que se presentó, se puede decir que predominaron las deformaciones por cortante, ya que durante los ensayos se observaron agrietamientos inclinados que caracterizan este comportamiento antes mencionado.

Se recomienda construir los muros dentados sin disminuir la sección transversal del castillo para incrementar la adherencia y trabazón de la mampostería con el castillo. De acuerdo con lo observado en los ensayos los muros robustos presentaron en mayor cantidad el fisuramiento a lo largo de esta junta. Se recomienda desarrollar mayores estudios para que las hendiduras en los muros dentados sean mayores para evitar este tipo de fisuras y que el muro trabaje adecuadamente.

De acuerdo con el prototipo seleccionado y con las aceleraciones basales medidas en los modelos, las aceleraciones en el prototipo necesarias para alcanzar el límite elástico, son 28 y 8,5 veces el coeficiente sísmico de diseño para terrenos blandos en el Distrito Federal y en la zona epicentral, respectivamente. Este valor es tan elevado para el DF debido a que la vivienda de estas características tiene un periodo muy bajo de vibración y dado que el periodo del suelo blando en la ciudad de México es mayor a este valor, la vivienda ni se entera de que está temblando como se vio en los registros de SCT-1985 en los que prácticamente la estructura se mueve junto con el suelo sin sufrir excitación alguna.

Se recomienda que continúen las investigaciones de estructuras tridimensionales ya que muestran resultados claros que no pueden simularse en su totalidad por medio de ensayos en muros aislados.

De igual manera se recomiendan los estudios del tipo dinámico en mesa vibradora ya que difieren los resultados de los ensayos del tipo cuasiestáticos además de obtener resultados más semejantes a la realidad.

La torsión que se presentó en el modelo se debió a diversos factores, entre otros lo descuadrado del marco de cimentación, agrietamientos previos de mochetas, etc., por lo que los resultados obtenidos eran mayores a los esperados siendo en todo momento una estructura simétrica respecto a la dirección de prueba.

APÉNDICE A

A.1 INTRODUCCIÓN

En este apéndice se presentan de manera resumida los resultados de las pruebas efectuadas a los materiales de construcción del modelo. Se divide de cuatro secciones que tratan, respectivamente, tabiques, mortero, concreto, mampostería y el acero de refuerzo.

A.2 TABIQUES

Con la finalidad de obtener piezas de la mejor calidad, se inició un estudio comparativo entre diversas tabiqueras del Estado de México, Morelos y Puebla, en las cuales se adquirieron tabiques de dimensiones comunes en los que se observaron características tales como el acabado, el cocimiento, la resistencia a la compresión y el costo de las piezas. Considerando el costo más bajo y la mejor calidad, se decidió contratar los servicios de una tabiquera en el municipio de Chalco, Estado de México, para la realización de 20 millares de tabique rojo recocido de manufactura artesanal, fabricado especialmente para la realización de este proyecto bajo las mismas condiciones de mano de obra, materiales y proceso de manufactura que el utilizado para los tabiques de dimensiones comunes. Además, con la finalidad de construir pilas y muretes de tamaño prototipo, se adquirieron 200 piezas de $6 \times 12 \times 24$ cm.

Para los modelos a escala 1:2, se definieron piezas con dimensión nominal de $3 \times 6 \times 12$ cm. Debido al proceso de manufactura las piezas presentaron variaciones en su espesor, razón por la cual, se procedió a lijar los especímenes lo que permitió obtener piezas con una dimensión promedio de $3.0 \times 6.0 \times 12.0$ cm. Se realizó un estudio en el que se tomó una muestra representativa de las piezas para medir la resistencia a la compresión. Los resultados se muestran en la tabla A.1.

Los tabiques fueron cabeceados con azufre y sometidos a una carga de compresión monotónica a una velocidad de carga de 10 t/min y 3 t/min para tabiques de tipo prototipo y modelo respectivamente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla A.1 Resistencia a la compresión de las piezas

Pieza	Tabique prototipo		Tabique modelo	
	Peso Vol. (kg/cm ³)	Resistencia (kg/cm ²)	Peso Vol. (kg/cm ³)	Resistencia (kg/cm ²)
1	1,555	115	1,524	125
2	1,542	115	1,499	92
3	1,544	116	1,496	117
4	1,572	126	1,619	146
5	1,558	107	1,570	132
6	1,547	109	1,567	133
7	1,540	96	1,582	141
8	1,546	110	1,525	129
9	1,540	116	1,495	88
10	1,579	127	1,528	95
Promedio	1,546	114	1,541	120
Coef. de variación	1.24	7.83	2.73	17.39

A.3 MORTERO

A.3.1 Agregados pétreos

El tipo de agregados utilizados dependió principalmente de la clase de concreto. Tomando en cuenta que la estructura a construir es de mampostería confinada, se decidió utilizar concreto clase 2. Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto esta clase de concreto deberá fabricarse con agregados con peso específico superior a 2.3 t/m³, como la andesita. Considerando el volumen necesario, se decidió que la arena y la grava tuvieran el mismo lugar de origen, para ello fue necesario adquirir directamente los materiales en una planta trituradora ubicada en el municipio de San Vicente Chicoloapan en el Estado de México.

De acuerdo con la practica usual y tomando en cuenta las recomendaciones del reglamento, la grava con TMA de 19 mm, se consideró la adecuada para la estructura prototipo, misma que al aplicarle el factor de escala longitudinal definió la grava con TMA de 9 mm como la necesaria para elaborar el concreto de modelo.

Se determinaron las propiedades granulométricas de las gravas, en la tabla A.2 se muestran algunos resultados obtenidos. En las figuras A.1 y A.2 se muestran las curvas granulométricas de la grava de TMA de 19 mm y de la grava de TMA de 9 mm respectivamente. Se puede observar que el material retenido en la malla del número cuatro fue del 89 % para la grava de modelo y del 76 % para la grava de prototipo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla A.2 Propiedades granulométricas de los agregados

Propiedades	Arena		Grava	
	Sin cribar	Cribada	9 mm	19 mm
Peso Vol. seco y suelto (kg/m ³)	1402	1506	1352	1371
Peso Vol. seco y varillado (kg/m ³)	1597	1622	1405	1431
Absorción (%)	2.67	3.89	4.98	4.29
Densidad (kg/m ³)	2.46	2.42	2.39	2.40
Módulo de finura	2.77	2.48	-	-

Al igual que la grava, la arena de prototipo debía ser modificada para cumplir con el factor de escala de longitud. Sin embargo, tomando en cuenta que la arena presentaba una cantidad alta de finos (18 %), únicamente se decidió retirarle las partículas que no pasaban la malla del número cuatro (4.76 mm), representado aproximadamente un 5 % del material original. En las figuras A.3 y A.4 se muestran las curvas granulométricas de la arena antes y después de someterla el proceso de cribado respectivamente.

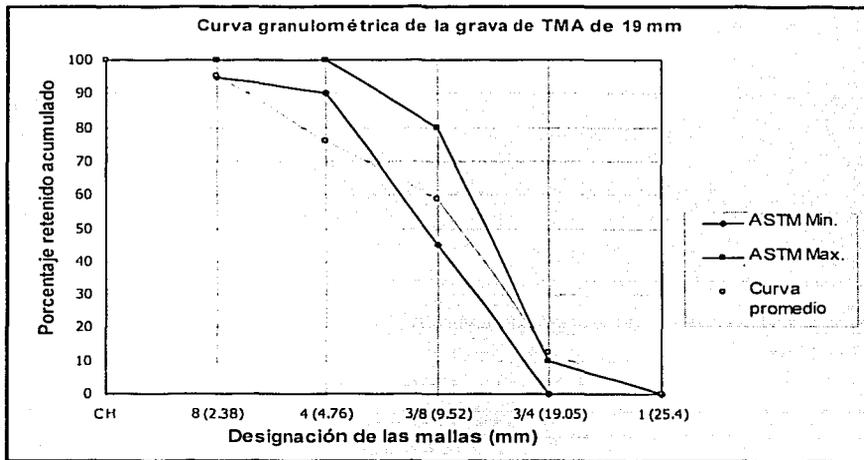


Figura A.1 Curva Granulométrica para la grava con TMA de 19 mm

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

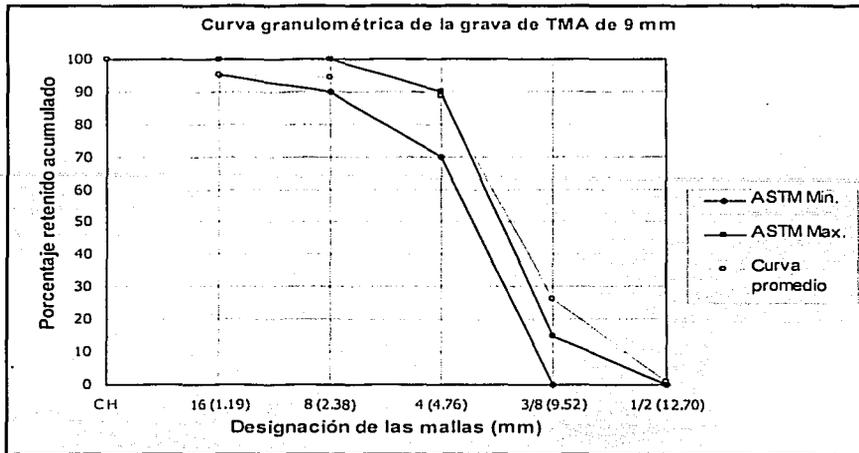


Figura A.2 Curva Granulométrica para la grava con TMA de 9 mm

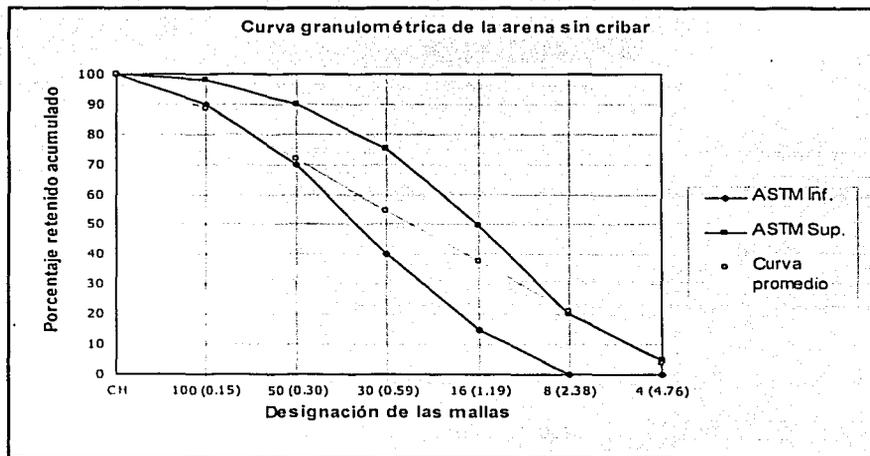


Figura A.3 Curva Granulométrica para la arena prototipo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

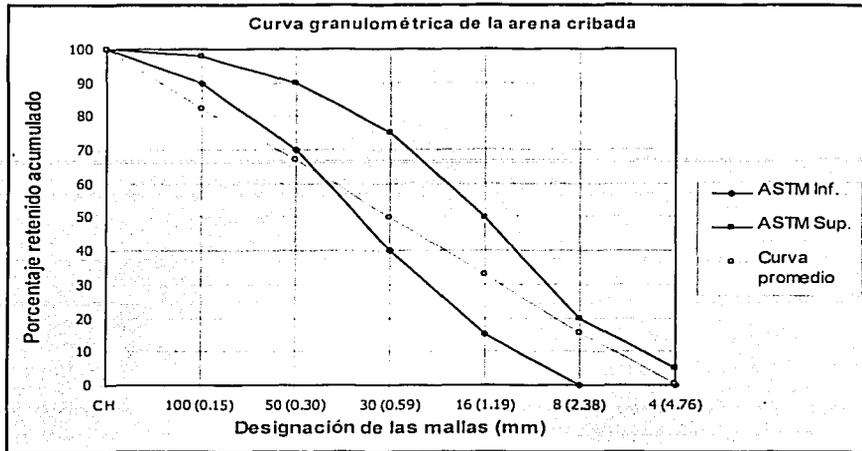


Figura A.4. Curva Granulométrica para la arena modelo

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

A.3.2 Morteros

Para unir los tabiques, se decidió utilizar mortero con resistencia a la compresión similar a la resistencia de las piezas. De acuerdo con los proporcionamientos recomendados por las NTCM, corresponde a un mortero tipo I el cual deberá presentar una resistencia nominal en compresión, f_j' , de 125 kg/cm². Partiendo de las necesidades del proyecto, fue necesario definir dos clases de mortero que presentaran las siguientes características:
 Mortero de Modelo: Para utilizarse en la construcción del modelo a escala 1:2, con resistencia a la compresión de 125 kg/cm² y con arena cribada.
 Mortero de Prototipo: Para utilizarse en la construcción de pilas y muretes de tamaño natural, con resistencia a la compresión de 125 kg/cm² y con arena sin cribar.

Resultados de la etapa de diseño de morteros

Para definir el proporcionamiento adecuado y obtener la resistencia definida, se inició un amplio estudio experimental que consistió en realizar varios proporcionamientos para observar las resistencias alcanzadas en los morteros con los materiales propios del proyecto. Se inició con el mortero de prototipo y con el proporcionamiento recomendado por las NTCM correspondiente a un mortero tipo I. Como puede observarse en la tabla A.3, con la proporción mencionada se obtuvieron resistencias cercanas a 300 kg/cm². Posteriormente se realizaron mezclas con menor cantidad de cemento y que incluyeran cal, con lo cual se obtuvieron morteros con mejor trabajabilidad y con la resistencia a la compresión requerida.

Tabla A.3 Resistencia a la compresión de morteros de prototipo

Mortero	Proporción Cem-Cal-Arena	Fluidez %	Edad (días)	Resistencia (kg/cm ²)
P1	1:0:3	126	30	279
P2	1:0:3	100	30	312
P3	1:0:4	75	30	279
P4	1:0.25:3.75	98	14	248
P5	1:0.25:3.0	102	14	292
P6	1:0.5:4.5	92	14	203
P7	1:1:6	98	28	94
P8	1:0.5:6	98	28	118
P9	1:1:5	96	28	119
P10	1:1:4.5	98	28	143
P11	1:0.5:5.5	112	28	124
P12	1:0.5:6	104	28	125

El mortero se realizó con una batidora mecánica. Los materiales se midieron por peso, se controló el contenido de agua en la arena y se midió la cantidad de agua necesaria para lograr una mezcla de consistencia adecuada y alcanzar valores de fluidez de alrededor de 110 %

Para determinar la resistencia a la compresión del mortero de prototipo se elaboraron cubos de 5 cm de arista. Las muestras fueron ensayadas a compresión monótona hasta la falla con una tasa de carga de 2.5 t/min. Con los resultados obtenidos en el mortero de prototipo se propusieron diversos proporciones para definir el mortero de modelo. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla A.4

Tabla A.4 Resistencia a la compresión de morteros de modelo

Mortero	Proporción Cem-Cal-Arena	Fluidez %	Edad (días)	Resistencia (kg/cm ²)
M1	1:0.5:4.5	102	28	122
M2	1:1:4	100	28	122
M3	1:0.5:3.5	100	28	141
M4	1:1:3.5	101	28	136
M5	1:0.5:3	111	28	133

Para determinar la resistencia a la compresión del mortero de modelo, se elaboraron cubos de 2.5 cm de arista. Las muestras fueron ensayadas a compresión monótona hasta la falla con una tasa de carga de 1 t/min.

Con dichos resultados se definió el mortero de modelo con una relación volumétrica cemento:cal:arena de 1:0.5:3.5 y con una resistencia a la compresión a 28 días de 141 kg/cm². Para el mortero de prototipo se definió el proporciónamiento 1:0.5:6 con una resistencia a los 28 días de 130 kg/cm².

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Resultados de la etapa de construcción del modelo

El mortero a utilizarse en la pega de los tabiques se elaboró bajo las mismas condiciones que tuvieron las mezclas de diseño. Los materiales fueron medidos en peso: se controló la cantidad de agua, se utilizó una batidora para realizar la mezcla y de acuerdo con el rendimiento de los albañiles, solo se elaboró la cantidad necesaria para evitar la adición de agua al mortero.

Al igual que en la etapa de diseño, para determinar la resistencia a la compresión del mortero de modelo, se elaboraron cubos de 2.5 cm de arista. Las muestras fueron ensayadas a compresión monótona hasta la falla con una tasa de carga de 1 t/min.

Tabla A.5 Resistencia a la compresión del mortero de modelo

Elemento	Edad (días)	Resistencia (kg/cm ²)	C.V. (%)
Fachada Norte, 1a. Mitad	28	157	17.2
	158	212	19.9
Fachada Norte, 2a. Mitad	28	161	12.2
	152	209	10.7
Muro central, 1a. Mitad	28	126	9.0
	161	168	8.7
Muro central, 2a. Mitad	28	169	19.6
	154	226	16.9
Fachada Sur, 1a. Mitad	28	172	10.6
	160	200	17.7
Fachada Sur, 2a. Mitad	28	139	2.4
	151	176	13.2
Promedio global	28	153	23.3
	151-164	201	23.2

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los especímenes se ensayaron a 28 días y a una fecha cercana a la fecha de ensaye del modelo de un piso.

A.4 CONCRETO

Considerando que la estructura es de mampostería confinada, se decidió utilizar concreto clase 2 con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 1.9 y 2.2 t/m³ y resistencia a la compresión, f_c , de 200 kg/cm². Sin embargo, se definieron cuatro modalidades de concreto que a continuación se describen:

Concreto de Prototipo: Para utilizarse como punto de partida para el diseño del concreto de modelo. Con resistencia a la compresión de 200 kg/cm², arena sin cribar y grava con TMA de 19 mm

Concreto de Modelo fabricado *in situ*: Para utilizarse en la construcción de los castillos, dallas y una parte de la losa del modelo. Con resistencia a la compresión de 200 kg/cm², arena cribada y grava con TMA de 9 mm

Concreto de Modelo premezclado: Para utilizarse en el colado de la losa del modelo. Con resistencia a la compresión de 200 kg/cm² y tamaño máximo de agregado de 9 mm

Concreto de Cimentación: Para utilizarse en la construcción de la dala de cimentación, con resistencia a la compresión de 300 kg/cm², arena sin cribar y grava con TMA de 19 mm

Con excepción del concreto premezclado, todos los concretos fueron elaborados en el laboratorio de la Mesa Vibradora con cemento Pórtland tipo CPR-30 y revenimiento de 7.5 a 10 cm. Los materiales se mezclaron mecánicamente y se midieron por peso. Todos los concretos fueron modificados con la adición de superplastificante, para obtener revenimientos de hasta 20 cm.

Cabe señalar que no se conocieron las propiedades granulométricas de los agregados ni la dosificación del concreto premezclado, sin embargo, se realizaron ensayos para conocer la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad.

Resultados de la etapa de diseño de los concretos

La etapa de diseño inició con la definición de la dosificación y propiedades mecánicas del concreto de prototipo que a su vez servirían de base para definir las características del concreto de modelo. Para el diseño de las mezclas se utilizaron los procedimientos de diseño de mezclas del ACI-214. Se propusieron varias dosificaciones que posteriormente fueron realizadas para obtener los resultados.

Tabla A.6 Dosificaciones de concreto ensayadas

Concreto (kg/cm ²)	Resistencia de diseño	Tipo de concreto	Arena (kg)	Grava (kg)	Cemento (kg)	Agua (lt)	Relación agua/cem
P1	200	Prototipo	890	957	293	205	0.70
P2	200	Prototipo	812	890	293	205	0.70
P3	300	Prototipo	870	890	380	205	0.54
M1	200	Modelo	964	691	317	228	0.72
M2	200	Modelo	977	691	304	228	0.75
M3	200	Modelo	833	835	304	228	0.75

Se realizaron tres tipos de ensayos al concreto de prototipo y modelo: Resistencia a la compresión, ensaye de módulo de elasticidad y ensaye de tensión perimetral. Para los concretos de prototipo se utilizaron cilindros de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura mientras que para los concretos de modelo se utilizaron cilindros de 7.5 cm de diámetro por 15 cm de altura. Para cada ensaye se probaron tres cilindros a 7, 14 y 28 días. Los cilindros para los ensayos de compresión simple y módulo de elasticidad fueron cabeceados con azufre. Todos los cilindros fueron mantenidos bajos las condiciones naturales de medio ambiente que prevalecieron en el laboratorio.

El ensaye de compresión simple se realizó de acuerdo a la norma NMX-C-083. Para medir la resistencia a compresión simple los cilindros fueron sometidos a una carga monótona con una velocidad de 25 t/min y 5 t/min para los cilindros prototipo y de modelo respectivamente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El ensaye de tensión se realizó de acuerdo con la norma NMX-C-163. Para medir la resistencia a tensión del concreto, los cilindros fueron cargados longitudinalmente con una velocidad de 2 t/min para los cilindros prototipo y modelo.

El ensaye para determinar el módulo de elasticidad se realizó de acuerdo con la norma NMX-C-169. Los cilindros fueron cargados con una serie de precargas y carga final a una velocidad de 25 t/min y 5 t/min para los cilindros prototipo y de modelo respectivamente. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla A.7.

Tabla A.7 Resultados de las diferentes dosificaciones propuestas

Concreto	Edad (días)	f'_c (kg/cm ²)	eu (mm/mm)	E (kg/cm ²)	f'_t (kg/cm ²)	f'_t/f'_c	$f'_t/E/f'_c$
P1	7	132	0.0026	100,235	11	0.08	0.94
	14	169	0.0034	138,854	16	0.10	1.26
	28	193	0.0029	147,051	20	0.10	1.42
P2	7	156	0.0033	120,754	14	0.09	1.11
	14	205	0.0031	143,468	19	0.09	1.31
	28	238	0.0030	144,680	22	0.09	1.42
M1	7	153	0.0033	126,933	17	0.11	1.37
	14	178	0.0030	144,856	18	0.10	1.34
	28	216	0.0040	156,826	24	0.11	1.66
M2	7	138	0.0033	173,593	16	0.11	1.34
	14	173	0.0038	166,934	18	0.10	1.35
	28	212	0.0038	158,050	17	0.08	1.17
M3	7	176	0.0027	141,032	17	0.10	1.31
	14	208	0.0033	147,019	20	0.10	1.40
	28	253	0.0033	152,708	22	0.09	1.38

Nota: Los resultados mostrados son el promedio de tres especímenes

De los resultados obtenidos se definieron las propuestas P1 y M1 como los concretos a utilizar en el diseño y construcción del modelo. Cabe señalar que no se realizaron ensayos para el concreto de la dala de cimentación por lo que los resultados obtenidos se observan en la etapa de construcción del modelo.

Resultados de la etapa de construcción del modelo

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

El concreto a utilizarse en el colado de castillos, dalas y losa se elaboró bajo las mismas condiciones que tuvieron las mezclas de diseño. Los materiales fueron medidos en peso, se controló la cantidad de agua, se utilizó una batidora para realizar la mezcla y de acuerdo con el rendimiento de los albañiles, solo se elaboró la cantidad necesaria para evitar la adición de agua al concreto. Los resultados pueden observarse en las tablas A.8 a A.10.

Tabla A.8 resistencia a la compresión del concreto

Elemento	Edad (días)	Resistencia promedio (kg/cm ²)	Coefficiente de variación
Dala de cimentación	28	292	7.75
	176	336	-
Castillos del muro central, 1a. mitad	28	168	1.2
	152	188	2.4
Castillos del muro central, 2a. mitad	28	230	4.8
	144	271	1.2
Castillos mochetas, 1a. mitad	28	212	1.5
	151	284	0.2
Castillos mochetas, 2a. mitad	28	242	6.6
	142	260	7.3
Castillos fachada norte, 1a. mitad	28	212	8.6
	151	257	3.4
Castillos fachada sur, 1a. mitad	28	176	0.2
	140	184	-
Castillos fachadas, 2a. Mitad	28	288	2.5
	140	308	6.9
Dala y losa, fabricado <i>in situ</i>	28	264	2.6
	135	289	1.4
Dala y losa, concreto premezclado	28	251	1.7
	135	262	3.2
Promedio del concreto en castillos	28	227	16.9
	140-152	267	14.9

Tabla A.9 Resistencia a la tensión del concreto

Elemento	Edad (días)	Resistencia promedio (kg/cm ²)	Coefficiente de variación
Castillos fachada norte, 1a. mitad	28	23	2.6
	151	25	10.3
Castillos del muro central, 2a. mitad	28	25	12.4
	144	26	0.7
Castillos mochetas, 2a. mitad	28	19	10.3
	142	23	4.9
Castillos fachadas, 2a. mitad	28	23	6.3
	140	24	7.5
Promedio del concreto en castillos	28	23	0.0
	140-152	23	15.5

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla A.10 Módulo de elasticidad del concreto

Elemento	Edad (días)	Modulo E promedio (kg/cm ²)	Coefficiente de variación
Dala de cimentación	28	153,606	5.03
	176	181,315	-
Castillos del muro central, 1a. mitad	28	143,839	8.4
	152	153,077	0.4
Castillos del muro central, 2a. mitad	28	157,141	2.1
	144	184,397	3.4
Castillos mochetas, 1a. mitad	28	146,343	-
	151	198,237	2.2
Castillos mochetas, 2a. mitad	28	167,621	0.4
	142	179,489	0.3
Castillos fachada norte, 1a. mitad	28	153,851	0.4
	151	179,133	2.4
Castillos fachada sur, 1a. mitad	28	144,135	-
	-	-	-
Castillos fachadas, 2a. mitad	28	182,213	2.1
	140	190,162	2.8
Dala y losa, fabricado <i>in situ</i>	28	190,639	0.9
	135	184,583	5.0
Dala y losa, concreto premezclado	28	176,597	5.1
	135	165,249	0.9
Promedio del concreto en castillos	28	160,155	9.0
	140-152	181,473	7.9

A.5 MAMPOSTERÍA



A.5.1 Pilas

La resistencia a compresión de la mampostería, f_m' , se determinó con el ensaye de pilas construidas con las piezas y mortero que se emplearon en la construcción del modelo. Las pilas se formaron con seis piezas sobrepuestas. La relación altura a espesor de las pilas fue aproximadamente de cuatro. Se construyeron dos pilas por cada eje de estudio y por cada mitad construida lo que dio un total de 12 especímenes para ensayarse a 28 días e igual número para la fecha del ensaye del modelo. Las pilas fueron construidas por el mismo personal que llevó al cabo la construcción del modelo y el mismo día que se construía la fachada que representaba.

Las pilas, al igual que el modelo, se mantuvieron bajo las mismas condiciones naturales de medio ambiente que prevalecían en el laboratorio. Cada espécimen fue cabeceado con azufre y posteriormente fue ensayado de acuerdo con la norma correspondiente. El ensaye se realizó sometiendo cada espécimen a una carga de compresión axial monótona a una velocidad de 2 t/min. Para obtener el módulo de elasticidad, cada pila se instrumentó con

dos transductores de desplazamiento que registraron la deformación axial. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla A.11.

Tabla A.11 Resistencia a la compresión de pilas

Pila	Edad (días)	f_m (kg/cm ²)	E_m (kg/cm ²)
Eje A 1a. mitad	159	70	14,445
Eje A 2a. mitad	196	72	18,352
Eje B 1a. mitad	169	70	12,308
Eje B 2a. mitad	155	70	19,712
Eje C 1a. mitad	160	69	15,906
Eje C 2a. mitad	152	71	19,022
Promedio total		71	16,624

A.5.2 Muretes

La resistencia a compresión diagonal de la mampostería, v_m^* , se determinó con el ensaye de muretes construidos con las piezas y mortero que se empleó en la construcción del modelo. Los muretes se formaron con cinco hiladas de pieza y media en cada una de ellas. Se construyeron dos muretes por cada eje de estudio y por cada mitad construida lo que dio un total de 12 especímenes para ensayarse a 28 días y un igual número para la fecha de ensaye del modelo. Los muretes se ensayaron someténdolos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal a una velocidad de 0.5 t/min. Cada murete se instrumentó con cuatro transductores de desplazamiento, dos por lado, que permitieron tomar las deformaciones en las diagonales del murete. Los resultados se muestran en la tabla A.12.

Tabla A.12 Resistencia al cortante de la mampostería

Murete	Edad (días)	v_m (kg/cm ²)	G_m (kg/cm ²)	Edad (días)	v_m (kg/cm ²)	G_m (kg/cm ²)
Eje A 1a. mitad	28	13	6,897	160	12	10,456
Eje A 1a. mitad	28	12	5,640	160	14	16,965
Eje A 2a. mitad	28	8	2,017	153	10	22,665
Eje A 2a. mitad	28	11	5,973	153	10	-
Eje B 1a. mitad	28	10	6,497	162	12	6,569
Eje B 1a. mitad	28	12	5,330	162	9	7,510
Eje B 2a. mitad	29	14	-	156	11	8,169
Eje B 2a. mitad	29	10	-	156	9	9,106
Eje C 1a. mitad	29	10	10,965	160	14	15,573
Eje C 1a. mitad	29	14	-	160	13	23,124
Eje C 2a. mitad	28	9	5,546	152	13	9,077
Eje C 2a. mitad	28	9	7,998	152	12	10,970
Promedio global:		11	6,318		12	12,744
Coefficiente de variación:		0.17	0.38		0.14	0.47
Resistencia de diseño, v^*m :		8	3,252		9	5,883

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A.6 ACERO DE REFUERZO

Como refuerzo longitudinal de castillos, dalas y losas se necesitaban varillas corrugadas de acero Grado 42, con refuerzo nominal de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y con diámetro nominal de 3/16 pulg. Para los estribos de castillos y dalas se definió alambre liso de 1/8 de pulgada de diámetro con un esfuerzo nominal de fluencia de 3000 kg/cm^2 . En el mercado nacional los aceros de los diámetros referidos solo pueden conseguirse de los denominados de "alta resistencia", con esfuerzo nominal de fluencia de 6000 kg/cm^2 y con ductilidades de desplazamiento casi nulas. Por lo cual, fue necesario adquirir el acero de alta resistencia y definir un proceso de tratamiento térmico, que permitiera lograr resistencias de fluencia del orden de 4200 kg/cm^2 y una ductilidad de desplazamiento similar a la observada en las barras convencionales utilizadas en las construcciones de mampostería confinada.

Acero de refuerzo longitudinal

Para el acero de Grado 42 la norma correspondiente especifica un esfuerzo nominal de fluencia, f_y de 4200 kg/cm^2 . Sin embargo, según Rodríguez y Botero para barras de diámetro pequeño (1/2", 3/8" y 5/16") se encontró un valor de fluencia promedio de 4609 kg/cm^2 y un valor máximo de 5368 kg/cm^2 .

Se realizaron pruebas en diversos hornos que realizaran este tipo de tratamiento. Tomando en cuentas los estándares de calidad de las empresas consultadas, se escogió una empresa en el Estado de México, que presentó el horno más adecuado para realizar el tratamiento. La empresa permitió realizar una calibración del horno para conocer su comportamiento e influencia sobre el acero a tratar y de esta manera definir y controlar las condiciones de operación y los parámetros de control que permitieran obtener la resistencia requerida en las barras.

De cada muestra tratada se tomaban seis probetas las cuales se ensayaban en una máquina universal a tensión monótona hasta la ruptura. Las probetas fueron instrumentadas con un dispositivo que permitía el montaje de dos transductores de desplazamiento que permitían tomar las deformaciones de la barra. La carga se aplicó a una velocidad de XX t/min. Mediante un sistema de adquisición de datos que registraba la carga y la deformación de la barra.

Después de numerosos ensayos se definieron la temperatura y el tiempo de exposición con los cuales se obtenían resultados aproximados de las propiedades deseadas. En la figura A.5 se muestran las curvas esfuerzo-deformación para tres probetas de 3/16 pulg. También, se puede observar la curva para una probeta sin tratamiento térmico. La definición de estado de fluencia en el caso de barras sin zona de fluencia se hizo empleando el procedimiento de trazar una recta a partir de la abscisa 0.002 en la curva esfuerzo-deformación, con una pendiente igual a la de la tangente inicial en la curva. La intersección de esta recta y la curva esfuerzo-deformación define el valor de f_y correspondiente a la curva en estudio.

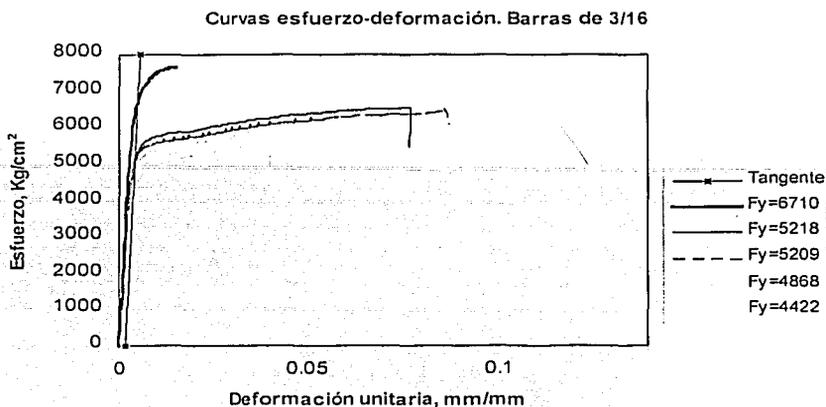


Figura A.5 Curvas esfuerzo-deformación del acero antes y después del tratamiento térmico

Acero de refuerzo transversal

Para el alambre de alta resistencia se siguió la misma metodología que para el acero longitudinal.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

REFERENCIAS

Abrams, P.D., "Dynamic and Static Testing of Reinforced Concrete Masonry Structures", Memorias de la Novena Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Vol. 6, Tokyi-Kyoto, Japón, 1988, pp. 169-174.

Alcocer, S.M., y Klingner, R.E., "Masonry Research in the Americas", Capítulo 7, Instituto Americano del Concreto, 1994

Alcocer, S.M., Murià, D., Peña, J.I., Maldonado, J.C., "Comportamiento Dinámico de Muros de Mampostería Confinada", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, CENAPRED, diciembre 1996.

Alcocer, S.M., Arias, J.G., Vázquez, A., Mendoza M.A., Respuesta Sísmica de Viviendas de Mampostería en México, Informe de Avance 2000, elaborado para el CONACYT, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Benedetti, D., Pezzoli, P., "Shaking Table Tests on Masonry Buildings", ISMES, Politecnico di Milano, 1996.

Clough, R.W., Gülkan, P., y Mayes R.L., "An Investigation of the Seismic Behavior and Reinforcement Requirements for single Story Masonry Houses", Memorias de la Séptima Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Vol. 7, Estambul, Turquía, septiembre 1980 pp.119-126

Fundación ICA, "Edificaciones de Mampostería para Vivienda", México, D.F., 1999. pp. 1-14.

Hernández, O., y otros, "Refuerzo de la Vivienda Económica en Zonas Sísmicas. Estudios Experimentales", Informe 441, Instituto de Ingeniería UNAM, octubre 1981, pp. 73.

Krawinkler, H., y Moncarz, P.D., "Similitude Requirements for Dynamic Models", Publicación SP-73, Instituto Americano del Concreto, 1982, pp. 1-22.

Manos, G.C., Clough, R.W., y Mayes, R.L., "A Three Component Shaking-Table Study of Dynamic Response of a Single Story Masonry House", Memorias de la Octava Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Vol. 6, San Francisco, EUA, julio 1984, pp. 855-862.

Modena, C., Mendola, P., y Terrusi, A., "Shaking-Table Study of a Reinforced Masonry Building Model", Memorias de la Décima Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Vol. 6, Madrid, España, julio 1992, pp. 3523-3526.

Ordaz Mario, Montoya Dulché, "DEGTRA", Instituto de Ingeniería UNAM, 2000.

Paulson, T.J., y Abrams, D.P., "Measured Inelastic Response of Reinforced Masonry Building Structures to Earthquake Motions", Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, Informe No. 7.1-1, octubre 1990, pp.294.

Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, México 2000.

Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, México 2000.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Ed. Trillas, México abril 2001.

Rodríguez, E., y Ovando, E., "Determinación experimental de las Características Dinámicas de una Mesa Vibradora", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, febrero 1979, pp. 56.

San Bartolomé, A., Quiun, D., y Torrealva, D., "Seismic Behavior of a Three-Story Half Scale Confined Masonry Structure", Memorias de la Décima Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Vol. 6, Madrid, España, julio 1992, pp. 3527-3531.

Tomazevic, M., y Zarnic, R., "Shaking-Table Study of a Four-Story Masonry Building Model", Memorias de la Octava Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Vol. 6, San Francisco, EUA, julio 1984, pp. 847-854.

Tomazevic, M., Weiss, P., Velechovsky, T., "The influence of Rigidity of Floors on the Seismic Resistance of Old Masonry Buildings", Institute for Testing and Research in Materials and Structures, Ljubljana, Eslovenia, febrero 1990, pp. 157.

Tomazevic, M., y Velechovsky, T., "Some Aspects of Testing Small-Scale Masonry Building Models on Simple Earthquake Simulators", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, marzo 1992, pp. 1-19.

Tomazevic, M., Klemenc, I., "Seismic Behavior of Confined Masonry Buildings", Slovenian National Building and Civil Engineering Institute, Ljubljana, Eslovenia, 1997.