

01161

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**POSGRADO
DE INGENIERÍA**



**Ensaye experimental de viviendas de mampostería
confinada de un piso mediante el ensaye en mesa
vibradora**

Tesis presentada por: Alejandro Vázquez Villalba

**COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO
DE MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

Director de tesis: Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro

Ciudad Universitaria, febrero de 2005

m341247



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.

Este trabajo está dedicado a mis padres y hermanos; a mi esposa Lourdes y especialmente al Ing. Víctor Vázquez Villalba por su apoyo incondicional para la realización de mis estudios de posgrado.

CONTENIDO

CAPITULO 1	INTRODUCCIÓN	01
1.1	OBJETIVOS Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN	02
1.2	ORGANIZACIÓN	02
CAPITULO 2	ANTECEDENTES	04
2.1	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA	04
2.1.1	Comportamiento a cortante por deslizamiento	05
2.1.2	Comportamiento a cortante	05
2.1.3	Comportamiento a flexión	05
2.1.4	Factores que influyen en el comportamiento de la mampostería confinada	06
2.2	ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA	06
2.2.1	Ensaye dinámico de muros de mampostería confinada	07
2.2.2	Ensaye cuasiestático de una estructura tridimensional	08
2.2.2	Resumen	09
2.3	SISTEMAS DE MESA VIBRADORA	10
2.3.1	Mesa vibradora del Instituto de Ingeniería	10
CAPITULO 3	TEORÍA DE LA MODELACIÓN ESTRUCTURAL	12
3.1	INTRODUCCIÓN	12
3.2	ANÁLISIS DIMENSIONAL	12
3.3	TEORÍA DE LA MODELACIÓN ESTRUCTURAL	13
3.3.1	Modelos de similitud estructurales	13
3.4	IMPLICACIONES DE LA MODELACIÓN ESCOGIDA	15
CAPITULO 4	DISEÑO DEL EXPERIMENTO	17
4.1	INTRODUCCIÓN	17
4.2	ELECCIÓN DEL PROTOTIPO	17
4.3	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MODELO	19
4.4	CIMENTACIÓN DEL MODELO	27
4.5	MODELACIÓN DE CARGAS VIVAS	29
4.6	RELACIÓN DE ESFUERZOS VERTICALES EN LOS MUROS	32

4.7	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MODELO.....	34
4.7.1	Método simplificado	35
4.7.2	Modelo matemático	39
4.7.3	Revisión del refuerzo longitudinal en los castillos	40
4.8	DEFINICIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS DE PRUEBA	42
4.9	PROCESO CONSTRUCTIVO	46
4.10	ESTADO INICIAL DE DAÑO EN EL MODELO	54
4.11	VARIACIONES EN LA CONFIGURACIÓN DEL MODELO ORIGINAL Y PROGRAMA DE PRUEBAS	55
4.12	INSTRUMENTACIÓN DEL MODELO	57
4.13	SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS	64
4.14	PROCESAMIENTO DE SEÑALES	65
CAPITULO 5 RESULTADOS EXPERIMENTALES		66
5.1	INTRODUCCIÓN	66
5.2	DESCRIPCIÓN DE DAÑOS	66
5.2.1	Consideraciones sobre el estado final de daño	70
5.3	RESPUESTA EN ACELERACIÓN	75
5.3.1	Amplificación dinámica: acelerómetros en la altura.....	75
5.3.2	Aceleraciones en la losa y en los muros en la dirección de estudio	76
5.3.3	Distribución de las aceleraciones transversales en la losa.....	77
5.4	FRECUENCIA DE VIBRACIÓN Y PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO	78
5.5	RESPUESTA DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL	82
5.6	COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO.....	84
5.6.1	Envolturas de respuesta	87
5.7	COEFICIENTES SÍSMICOS	89
5.8	DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ	91
5.9	CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO Y DUCTILIDAD	92
5.9.1	Factor de reducción de resistencia, Q_c	93
5.10	ANÁLISIS DE DEFORMÍMETROS EN EL ACERO.....	95
5.11	DEFORMACIONES ANGULARES EN LOS TABLEROS.....	98
CAPITULO 6 BREVE ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO OBSERVADO		101
6.1	INTRODUCCIÓN.....	101
6.2	MODO DE FALLA OBSERVADO	101

6.3	RESISTENCIA DEL MODELO	102
6.3.1	Influencia de la relación de aspecto de los muros del modelo	104
6.3.2	Resistencia de agrietamiento y resistencia máxima esperada.....	106
6.3.3	Influencia de la carga axial en los muros	107
6.3.4	Influencia del ensaye dinámico	107
6.3.5	Desplazamientos laterales del modelo	111
CAPITULO 7	CONCLUSIONES	112
7.1	INTRODUCCIÓN	112
7.2	CONCLUSIONES	112
7.2.1	Programa experimental	112
7.2.2	Comportamiento sísmico observado.....	114
7.3	RECOMENDACIONES Y ESTUDIOS FUTUROS	116
APÉNDICE A	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES	117
A.1	INTRODUCCIÓN	117
A.2	TABIQUES	117
A.3	AGREGADOS PÉTREOS	118
A.4	MORTEROS	119
A.4.1	Resultados de la etapa de diseño de morteros	121
A.4.2	Resultados de la etapa de construcción del modelo	122
A.5	MAMPOSTERÍA	124
A.6	CONCRETOS	126
A.6.1	Resultados de la etapa de diseño de los concretos	127
A.6.2	Resultados de la etapa de construcción del modelo	128
A.7	ACERO DE REFUERZO	132
APÉNDICE B	AGRIETAMIENTO EN LOS MUROS DEL MODELO	135
APÉNDICE C	COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DEL MODELO	145
CAPITULO 8	REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA	151
	AGRADECIMIENTOS	156

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

En nuestro país, uno de los grandes problemas por resolver es el rezago y cumplimiento de la demanda de viviendas que se incrementa día con día. En México existen 756 mil familias sin vivienda y casi tres millones más habitan en viviendas en condiciones inadecuadas y/o obsoletas (INEGI, 2000). A lo largo de los años, esta necesidad creciente ha sido resuelta utilizando los tres sistemas constructivos de mampostería: simple, confinada y reforzada. Si bien en los últimos años, las grandes empresas constructoras se han inclinado a construir vivienda de interés social de mampostería reforzada e inclusive de concreto reforzado, se puede pensar que en la práctica tradicional de construcción se seguirá utilizando la mampostería confinada como principal sistema constructivo.

Desde la década de los sesentas, la actividad sísmica y sus lamentables consecuencias motivaron a desarrollar investigación científica tendiente a evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería, principalmente bajo la forma de ensayos cuasi-estáticos de muros aislados o estructuras completas. Como resultado se tienen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, NTCM (DDF, 1989 y GDF, 2004), cuya aplicación ha permitido que en los últimos eventos sísmicos en la mayoría de las estructuras de mampostería se haya presentado un buen comportamiento sísmico y sólo las edificaciones que carecían de un diseño estructural adecuado hayan presentado daños graves o colapso.

Sin embargo, las condiciones de la vida moderna exigen un mayor entendimiento del comportamiento de las estructuras que permitan desarrollar metodologías de diseño más refinadas para predecir los diferentes estados límite para los que pueda diseñarse una estructura. Al igual que los edificios de concreto o de acero, en las edificaciones de mampostería, es necesario conocer el efecto de flexión en la capacidad resistente y de deformación, a nivel elemento y a nivel estructura. En la actualidad, en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería, se está llevando al cabo un proyecto de investigación que tiene por objetivo estudiar el comportamiento sísmico de las viviendas de mampostería confinada mediante la construcción y ensaye de modelos estructurales de uno, tres y cinco pisos.

En este trabajo se presentan la planeación y los estudios necesarios para realizar el ensayo del modelo de un piso, así como los principales resultados obtenidos y un análisis de la información procesada más relevante.

La principal aportación de este trabajo es avanzar en el conocimiento del comportamiento dinámico de la mampostería confinada con las características de nuestro país. Los estudios analíticos y la instauración de nuevas metodologías de análisis y diseño serán realizados una vez que se tenga una visión integral del comportamiento de los modelos ensayados.

1.1 OBJETIVOS Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

La construcción y ensayo del modelo de un piso forma parte de un proyecto integral que comprende la construcción y ensayo de modelos de uno, tres y cinco pisos, en el cual, el objetivo general de la investigación, es estudiar el comportamiento sísmico de las viviendas de mampostería confinada en México mediante ensayos dinámicos en mesa vibradora.

Por su elevada rigidez, las estructuras de mampostería presentan un periodo fundamental bajo; además, si se considera que generalmente en México no se construyen edificios de mampostería mayores a cinco pisos, se tiene como resultado que este tipo de estructuras no es muy sensible al tipo de excitación sísmica que se presenta en la ciudad de México. Por esta razón, la investigación se centró en las viviendas construidas a lo largo del Pacífico mexicano, donde los acelerogramas presentan una mayor riqueza de frecuencias y mayores valores de aceleración y desplazamiento.

En este trabajo se presentan los resultados de la primera fase del programa experimental: la construcción y ensayo dinámico de un modelo de un piso de mampostería confinada. En la realización de esta investigación pueden distinguirse tres etapas:

- Planeación
- Construcción y ensayo
- Análisis de los resultados.

La etapa de planeación abarcó a todos los modelos que contempla el proyecto y fue necesaria para iniciar la construcción del modelo de un piso, mientras que, el análisis de resultados sólo se centró en la respuesta del modelo de un piso, en el cual, se evaluó el margen de seguridad

del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, específicamente las demandas de aceleración del espectro de diseño contra las del sismo, lo cual será de utilidad para evaluar el comportamiento de estructuras existentes que no necesariamente cumplan con el reglamento y que, sin embargo, han resistido las acciones sísmicas.

El ensaye dinámico en mesa vibradora permitió simular de una manera más precisa el comportamiento sísmico de las estructuras, principalmente en lo referente a los siguientes aspectos:

- Distribución de fuerzas en el modelo
- Efecto dinámico de las acciones
- Efecto tridimensional.

1.2 ORGANIZACIÓN

En el capítulo 2 se presentan, como antecedentes, algunos aspectos que definen el comportamiento ante fuerzas laterales de muros de mampostería confinada, así como los últimos ensayos de mampostería confinada realizados en México y una breve descripción del sistema de mesa vibradora. En el capítulo 3 se muestran algunos conceptos de la teoría de la modelación estructural que son útiles para entender la construcción del modelo a escala reducida. En el capítulo 4 se presenta la fase del programa experimental; en éste, se describe el diseño, construcción, instrumentación y procedimiento de prueba del modelo de un piso. El capítulo 5 contiene los resultados experimentales obtenidos, el comportamiento observado y el análisis de la información registrada. Por último en el capítulo 6, se señalan los aspectos relevantes del comportamiento sísmico del modelo de un piso y algunas implicaciones prácticas derivadas del mismo.

CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES

2.1 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA

A lo largo de los años, se ha concedido a las estructuras de mampostería la reputación de comportarse inadecuadamente ante una sollicitación sísmica. A través de la experiencia se han establecido los aspectos que pueden llevar a que una estructura de mampostería se comporte inadecuadamente ante un sismo. Más importante aún, mediante numerosos estudios experimentales se han podido establecer las razones del pobre comportamiento de las estructuras de mampostería en sismos, a saber: 1) la fragilidad del material, con la consecuente degradación de la resistencia debido a la repetición de la carga y 2) la gran variabilidad de la resistencia y rigidez que dependen de la calidad de construcción y de los materiales.

Existen tres tipos de mecanismos (modos de falla) que definen el comportamiento de los muros de mampostería estructurales cuando están sujetos a cargas sísmicas en su plano (fig 2.1). El mecanismo depende de la geometría del muro, así como también de las restricciones de frontera y las acciones de carga en el muro.

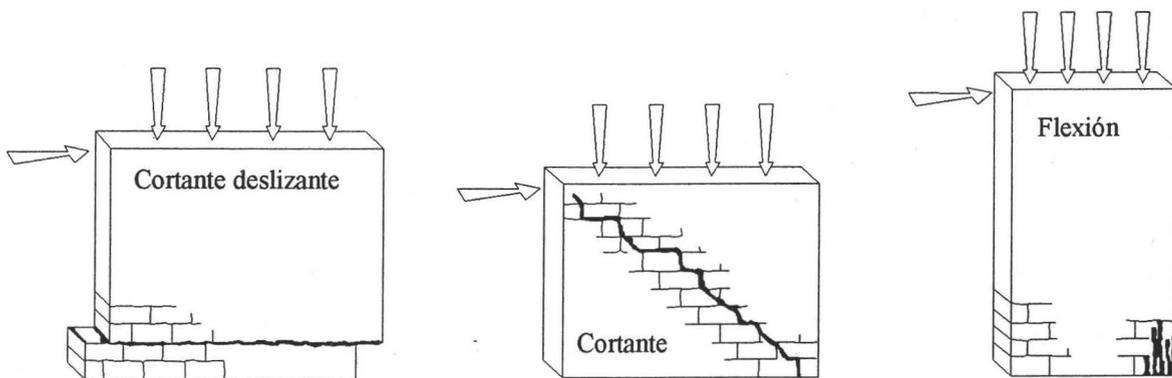


Figura 2.1 Modos típicos de falla de muros de mampostería sujetos cargas en su plano
(Tomazevic, 1999)

2.1.1 Comportamiento a cortante por deslizamiento

En el caso de muros con cargas verticales de baja intensidad y baja calidad del mortero, las fuerzas inducidas por los sismos frecuentemente causan que el muro se separe en dos partes y que se produzca un deslizamiento de la parte superior del muro en una de las juntas horizontales de mortero. El mecanismo es llamado cortante por deslizamiento. Si el nivel de carga horizontal y los esfuerzos de compresión axiales en el muro están dentro de los límites usuales, el muro también puede fallar en flexión o cortante.

2.1.2 Comportamiento a cortante

La falla por cortante es el modo de falla más común de los muros de mampostería cuando están sujetos a cargas sísmicas, y se identifica con una o varias grietas inclinadas que pueden seguir las juntas del mortero, pasar a través de las unidades de mampostería o ambas a la vez. Las grietas se forman cuando los esfuerzos principales de tensión, desarrollados en el muro bajo una combinación de cargas horizontales y verticales, exceden la resistencia a tensión de los materiales de la mampostería. Este tipo de falla se presenta en muros donde la relación H/L tiende a ser pequeña y cuando el contenido de refuerzo vertical es alto. La falla de cortante tiende a ser frágil, con una baja capacidad de disipación de energía y una severa degradación de la resistencia debida a la repetición de carga que tiene lugar.

2.1.3 Comportamiento a flexión

La falla por flexión tiene lugar en los muros de mampostería donde la relación H/L es relativamente grande y el contenido de refuerzo vertical es bajo. El comportamiento histerético de un muro de mampostería que falla en flexión ante un momento flexionante repetido en su plano, con una fuerza axial pequeña, es aproximadamente del tipo elastoplástico y muestra una ductilidad alta y una pequeña degradación de resistencia. Sin embargo, un muro de mampostería que falla en flexión y está sujeto a una fuerza axial alta, no necesariamente es dúctil y puede presentar altas degradaciones de resistencia.

2.1.4 Factores que influyen en el comportamiento de la mampostería confinada

Existen factores que influyen en el comportamiento de la mampostería confinada y que controlan el tipo de falla que el muro pueda llegar a presentar, a saber:

- Pieza de mampostería y mortero: tipo de pieza, propiedades mecánicas, control de calidad
- Efecto de la carga vertical
- Relación de aspecto del muro
- Presencia de dalas, castillos y cuantía de refuerzo longitudinal y transversal
- Acoplamiento entre muros (efecto tridimensional).

Dichos factores han sido estudiados en numerosas investigaciones dando como resultado que en las NTCM del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, RCDF (GDF, 2004), se presenten toda una serie de recomendaciones y metodologías simplificadas para evaluar el comportamiento de la mampostería confinada. Sin embargo, aún falta por estudiar otros factores que influyen en el comportamiento, por ejemplo, la influencia de la tasa de carga en los especímenes (cargas estáticas vs cargas dinámicas)

2.2 ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

En nuestro país, desde la década de los sesentas se han ensayado elementos y estructuras de mampostería simple, confinada y reforzada. Todo lo realizado ha culminado, a juicio personal, en los ensayos de mampostería confinada más importantes realizados en los últimos años: el ensayo dinámico de tres modelos de mampostería y el ensayo cuasiestático de una estructura tridimensional de dos pisos.

2.2.1 Ensayo dinámico de muros de mampostería confinada (Murià *et al.* 1999)

En la antigua mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, se ensayaron tres modelos a escala reducida 1:3 de mampostería confinada sometidos a una señal armónica de 3 Hz. Los modelos estaban constituidos por dos muros paralelos a la dirección de movimiento, y ligados entre sí en sus extremos superior e inferior por losas de concreto reforzado. Los muros de los modelos M1 y M2 tenían una relación de aspecto igual a uno, mientras que los muros del M3, presentaban una relación igual a 1.5; todos fueron construidos con tabique rojo recocido de manufactura artesanal. Dos de los modelos, el M1 y el M3 fueron llevados a la falla, no así en el caso del M2 ya que éste se llevó hasta un nivel de daño para poderlo rehabilitar y con ello tener un cuarto modelo, el M2R.

Para fines prácticos, la distorsión del estado límite elástico fue similar para los modelos y fue alrededor de 0.2 %. Sin embargo, se evidenció un comportamiento no lineal a partir de los primeros ciclos de carga, mediante un efecto de degradación de la rigidez sobre todo para ciclos a bajas intensidades, con lo cual, se planteó la necesidad de realizar estudios dinámicos con diferentes tipos de excitación. Considerando que una estructura ha fallado cuando la degradación de resistencia es superior al 20 % se estableció que la distorsión máxima a la falla para el M1, M2R y M3 fue de 0.44 %, 0.48 % y 1.03 % con una rigidez lateral aproximada del 20 % de la rigidez inicial.

En este estudio se estableció que los patrones de agrietamiento, la distorsión de agrietamiento inclinado y la tendencia del deterioro de la rigidez de los modelos M1, M2 y M3 fueron similares a los muros ensayados cuasiestáticamente. Además, se calculó que las aceleraciones basales necesarias para alcanzar el estado límite elástico fueron 5.0 y 1.6 veces, en promedio, el coeficiente sísmico de diseño para terrenos blandos en el Distrito Federal y en la zona epicentral, respectivamente.

2.2.2 Ensaye cuasiestático de una estructura tridimensional (Sánchez, 1998)

En el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), como culminación de una serie de ensayos de mampostería confinada, se construyó una estructura tridimensional de mampostería confinada, de dos niveles y a escala natural. El modelo consistió de dos sistemas de muros de mampostería paralelos a la dirección de carga y unidos en sus extremos por muros perpendiculares. Cada sistema estaba constituido por dos muros con relación de aspecto de 1.0 y 1.5 y entre ambos definían una abertura en forma de puerta de 1 m de ancho (fig 2.2).

Los muros estaban contruidos con tabique rojo recocido de manufactura artesanal. Al igual que los modelos que lo precedieron, el modelo 3D, fue ensayado estáticamente con la aplicación de fuerzas laterales concentradas en las dos losas del modelo. Cabe mencionar que durante el ensaye se aplicó una configuración de fuerzas triangular invertida que acumuló el cortante en el primer entepiso. Con la finalidad de simular un edificio de mampostería confinada de cinco pisos, se aplicó una fuerza vertical que sumada al peso propio de la estructura, fue equivalente a un esfuerzo vertical constante en los muros del primer nivel de 5 kg/cm^2 .

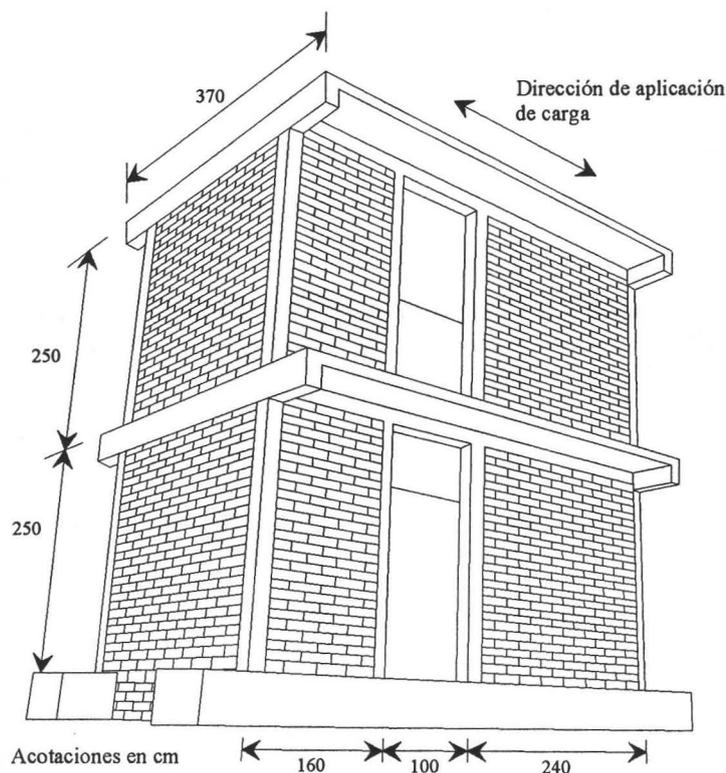


Figura 2.2 Geometría y dimensiones del modelo 3D (Sánchez, 1998)

Las primeras grietas inclinadas en la mampostería del primer nivel se formaron a una distorsión total de 0.13 % y a una distorsión del primer nivel de 0.12 %. La resistencia del modelo o carga máxima ocurrió con el agrietamiento completo en forma de "x" en todos los muros del primer nivel y con la penetración de las primeras grietas de cortante en los extremos de los castillos a distorsiones de 0.30 % y 0.36 %. El modelo se llevó hasta distorsiones de 0.35 % y 0.50 % con daño severo en los extremos de los castillos, con el doblez del acero de refuerzo longitudinal al nivel de desplante y aplastamiento de la mampostería. Este nivel de daño correspondió a una degradación de resistencia de 18 % lo cual indicó que el modelo había fallado.

Es interesante notar que en este modelo no se registraron componentes de torsión durante el ensaye. Además, los patrones de agrietamiento fueron muy similares en las dos fachadas del modelo, lo cual se atribuyó a los muros cabeceros que estaban fuera de la dirección de carga.

2.2.3 Resumen

En la tabla 2.1 se presenta la resistencia al cortante de los especímenes estudiados, así como del espécimen WWW que precedió al ensaye del modelo 3D (Sánchez, 1998). En la tabla, V_{Prom} es el valor medio de los valores obtenidos en el ensaye de compresión diagonal de muretes; v^* es el valor de diseño del esfuerzo resistente a cortante de la mampostería, D_{Agr} es la distorsión para el primer agrietamiento inclinado y $D_{Máx}$ es la distorsión para la carga máxima (resistencia) del espécimen.

Tabla 2.1 Distorsiones de los especímenes

Especímen	V_{Prom} (kg/cm ²)	v^* (kg/cm ²)	D_{Agr} (%)	$D_{Máx}$ (%)
WWW	10	6.7	0.07	0.16
3D	6.0	3.4	0.13	0.36
M1	7.4	4.9	0.22	0.56
M2	6.0	4.4	0.23	0.40
M3	10.2	6.8	0.18	1.36

Es evidente, la variación en los valores de distorsión de agrietamiento que presentaron los especímenes. Sin embargo, al comparar los resultados, se deben tomar en cuenta las variables más significativas entre los diferentes ensayes, a saber, el factor de escala y el tipo de ensaye realizado: estático o dinámico.

2.3 SISTEMAS DE MESA VIBRADORA (Alcocer y Murià, 1997)

Las mesas vibratoras son sistemas de carga de lazo cerrado (con realimentación de variables), que operan bajo control de aceleraciones, velocidades o desplazamientos. Consisten, en general, de una plataforma que es desplazada por un conjunto de actuadores (gatos hidráulicos dinámicos) horizontales y/o verticales alimentados por unidades de potencia hidráulica. Los movimientos de los actuadores (magnitud, velocidad) son controlados por un refinado sistema electrónico. Sobre la plataforma o mesa, que puede ser de acero, aluminio o concreto, se colocan los especímenes o equipos para ser ensayados. En su conjunto, una mesa vibradora consta de:

- Una plataforma
- Sistema de control de movimientos de la plataforma
- Unidades de potencia hidráulica
- Sistema de actuadores hidráulicos y apoyos
- Sistema de captura de información.

De acuerdo con la señal de excitación (un acelerograma, real o sintético, o una función en el tiempo, senoidal o triangular, por ejemplo), el sistema de control envía comandos de desplazamiento a los actuadores en términos de voltajes. Los desplazamientos de los actuadores introducen aceleraciones en la mesa, mismas que son medidas y comparadas con la señal de entrada, de modo de corregir en tiempo real los movimientos y acercar así, a la señal de entrada.

2.3.1 Mesa vibradora del Instituto de Ingeniería

La mesa vibradora es de tipo biaxial y posee cuatro actuadores horizontales y cuatro verticales. Su sistema de control, de tecnología digital, permite controlar en tiempo real, cinco grados de libertad de modo independiente o simultáneo: dos desplazamientos, longitudinal y vertical, y tres rotaciones. En la tabla 2.2 se presentan las características del sistema de mesa vibradora y en la figura 2.3 una fotografía de la misma.

Tabla 2.2 Principales características de la mesa vibradora del II

Concepto	Valor / Característica
Tamaño	4.0 x 4.0 m
Peso propio	8.5 tf
Material	Aluminio
Grados de libertad	Dos desplazamientos y tres giros
Peso máximo del modelo a ensayar	20 tf
Actuadores horizontales	4 x 10 tf
Actuadores verticales	4 x 20 tf
Aceleración horizontal máxima	1.2 g (con un modelo de 20 tf)
Aceleración vertical máxima	2 g (con un modelo de 20 tf)
Velocidad horizontal máxima	1100 mm/s
Velocidad vertical máxima	300 mm/s
Desplazamiento horizontal máximo	+/- 15 cm
Desplazamiento vertical máximo	+/- 7.5 cm
Intervalo de frecuencia	0.1 a 50 Hz

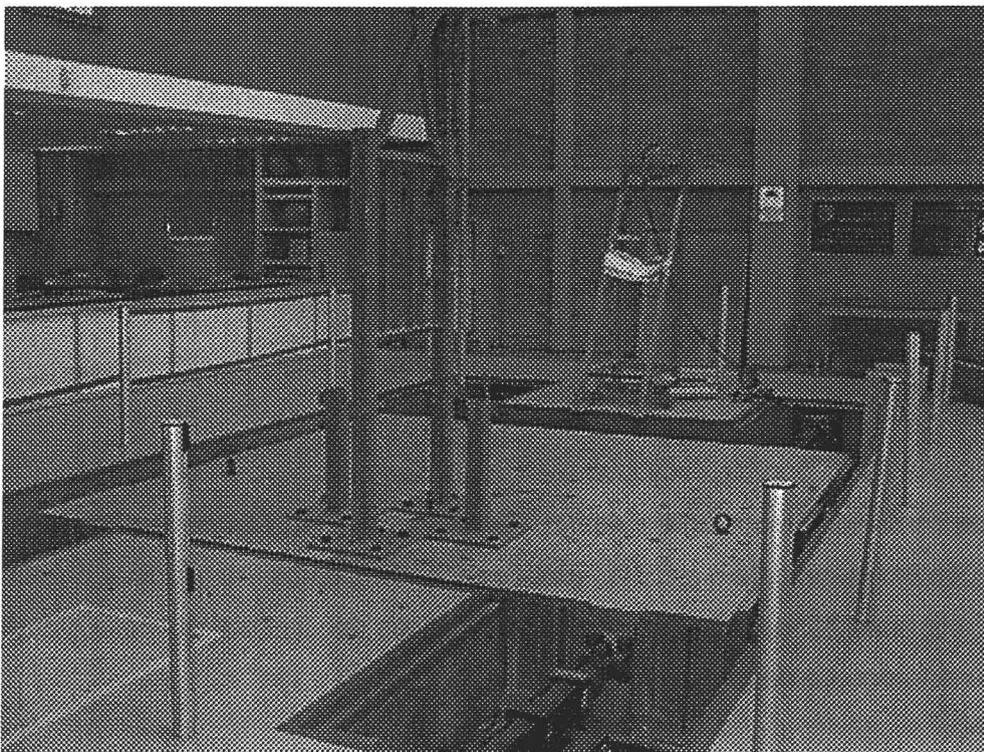


Figura 2.3 Mesa vibradora del Instituto de Ingeniería

CAPÍTULO 3

TEORÍA DE LA MODELACIÓN ESTRUCTURAL

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se hace un breve repaso de las bases de la modelación estructural, así como de los aspectos que llevaron a definir la ley de similitud adoptada y sus respectivos factores de escala que establecen la correspondencia entre las variables físicas del prototipo y del modelo.

3.2 ANÁLISIS DIMENSIONAL

La mayoría de los problemas que aborda la modelación estructural es de tipo mecánico, en el cual, las medidas fundamentales o dimensiones utilizadas son: longitud, masa y tiempo; de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades, SI, las unidades básicas correspondientes son: metro, m, kilogramo, kg y segundo, s.

El análisis dimensional establece que cualquier ecuación que describa algún fenómeno de la naturaleza debe ser dimensionalmente homogénea (ec. 3.1). Con esta condición se utiliza el teorema π de Buckingham el cual establece que cualquier ecuación dimensionalmente homogénea que involucre n cantidades físicas puede ser reducida a una ecuación equivalente que implique m productos dimensionales (ec. 3.2).

$$F(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (3.1)$$

$$F(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_m) = 0 \quad (3.2)$$

Donde π_1 a π_m son productos dimensionales independientes de las cantidades físicas x_1, x_2, \dots, x_n . Generalmente el número de productos, m , es igual a la diferencia entre el número de variables físicas, n , y el número de dimensiones, r , que están involucradas en la ecuación homogénea. Igualando las ecuaciones 3.1 y 3.2 se puede describir el mismo fenómeno físico y reducir el número de variables para conocer los resultados. Partiendo de este planteamiento, es posible relacionar el dimensionamiento para el modelo y el prototipo siempre y cuando la similitud sea la adecuada.

3.3 TEORÍA DE LA MODELACIÓN ESTRUCTURAL

La modelación estructural aplica los principios del análisis dimensional para determinar los factores de escala de las cantidades físicas involucradas en el fenómeno estudiado. El factor de escala establece una relación de similitud entre las cantidades físicas del modelo y prototipo (ec. 3.3).

$$q_P = q_M S_i \quad (3.3)$$

Donde q_P y q_M son la cantidad física en el prototipo y modelo, respectivamente, y S_i es el factor de escala para la cantidad física i . Los factores de escala son obtenidos a partir de hacer $\pi_M = \pi_P$ para cada uno de los productos dimensionales y de resolver $S_i = i_P/i_M$ para la cantidad física correspondiente (Harris *et al.* 1999).

3.3.1 Modelos de similitud estructurales

Es posible establecer diferentes leyes o modelos de similitud, así como sus correspondientes factores de escala, dependiendo del fenómeno físico estudiado y/o del ensaye a realizar. Los modelos pueden clasificarse en función del grado de similitud que presenten. Al respecto, Tomazevic *et al.* (1992) define dos casos extremos para modelación dinámica de estructuras de mampostería: el modelo de similitud completa y el modelo de similitud simple.

En el modelo de similitud completa los materiales son especialmente manufacturados para que su diagrama esfuerzo-deformación se encuentre escalado geoméricamente en la dirección de los esfuerzos (fig 3.1-b). Esto implica que la resistencia del modelo debe ser reducida por el factor de escala, mientras que, su deformación debe permanecer igual que la del prototipo. La desventaja del modelo es obtener los materiales modificados; sin embargo, tiene la ventaja de que la aceleración aplicada al modelo es la misma que la de prototipo, lo cual tiene que ver con la capacidad del equipo utilizado y la capacidad resistente del modelo a ensayar.

En el modelo de similitud simple, la estructura escalada se construye con los mismos materiales del prototipo y solamente se hacen variar las dimensiones (fig 3.1-a). Sin embargo, se debe tomar en cuenta que la aceleración aplicada al modelo debe ser escalada por el inverso del factor de escala escogido, con lo cual, la aceleración del modelo siempre será mayor que la de prototipo. En la tabla 3.1 se muestran los factores de escala para modelos dinámicos de similitud completa y simple (Tomazevic *et al.* 1992).

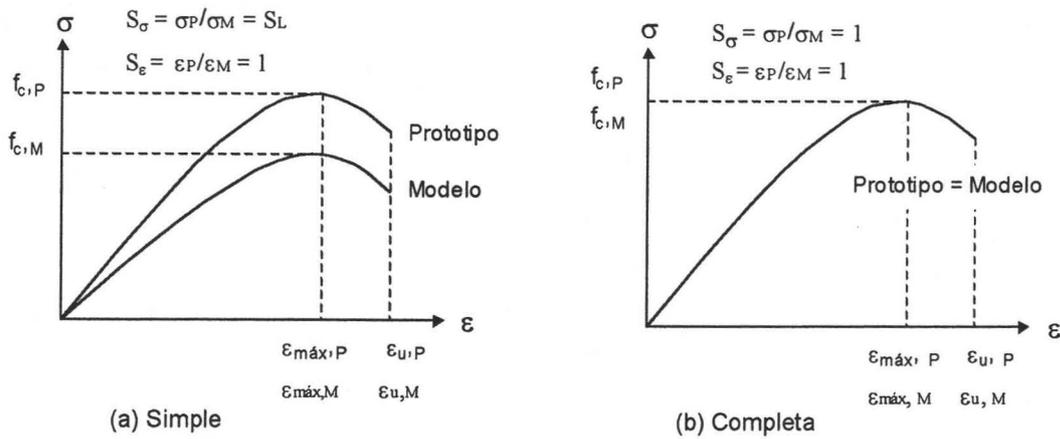


Figura 3.1 Curva esfuerzo-deformación de los materiales utilizados en el modelo de similitud completa y simple (Tomazevic *et al.* 1992)

Tabla 3.1 Factores de escala para modelos dinámicos (Tomazevic *et al.* 1992)

Cantidad	Expresión general	Modelo de similitud completa	Modelo de similitud simple
Longitud	$S_L = L_p / L_M$	S_L	S_L
Deformación	$S_ε = ε_p / ε_M$	1	1
Resistencia	$S_f = f_p / f_M$	S_L	1
Esfuerzo	$S_σ = σ_p / σ_M$	S_L	1
Modulo de Young	$S_E = S_σ / S_ε$	S_L	1
Peso específico	$S_Γ = Γ_p / Γ_M$	1	1
Fuerza	$S_F = S_L^2 S_f$	S_L^3	S_L^2
Tiempo	$S_t = S_L (S_Γ S_ε / S_f)^{1/2}$	$(S_L)^{1/2}$	S_L
Frecuencia	$S_w = 1/S_t$	$1/(S_L)^{1/2}$	$1/S_L$
Desplazamiento	$S_d = S_L S_ε$	S_L	S_L
Velocidad	$S_v = S_ε (S_f / S_Γ)^{1/2}$	$(S_L)^{1/2}$	1
Aceleración	$S_a = S_f / S_L S_Γ$	1	$1/S_L$

3.4 IMPLICACIONES DE LA MODELACIÓN ESCOGIDA

El modelo de similitud completa es ideal para su utilización en los modelos estructurales, ya que las cargas de aplicación al modelo son menores; sin embargo, no siempre se tienen los recursos económicos o tecnológicos para obtener los materiales modificados. Considerando las implicaciones de los dos modelos de similitud, la capacidad de la mesa vibradora y los modelos a construir, se decidió utilizar el modelo de similitud simple y un factor de escala, S_L igual a dos.

Según Tomazevic *et al.* (1996), los principales requerimientos para modelar el comportamiento dinámico y el mecanismo de falla son:

- El requerimiento de similitud de la masa y rigidez en el modelo
- La similitud del mecanismo de falla, el cual en el caso de estructuras de mampostería depende principalmente de la relación de esfuerzos en los muros y la resistencia a la compresión de la mampostería

En el modelo de similitud simple, los esfuerzos verticales en los muros del modelo deben tener el mismo valor que los de prototipo ($S_\sigma = 1$), por lo tanto, se deben compensar los esfuerzos en los muros sin afectar las propiedades dinámicas del modelo. Lo anterior obliga a crear en los muros un estado artificial de esfuerzos sin adicionar masa en el modelo.

El factor de masa del modelo se obtuvo a partir de la segunda ley de Newton y utilizando los factores de escala de fuerza y aceleración:

$$S_M = \frac{S_F}{S_a} = \frac{S_L^2}{S_L^{-1}} = S_L^3 = 8 \quad (3.4)$$

En los elementos estructurales (muros, castillos, losas y dalas) la ley de similitud para la masa se satisface al escalar las tres dimensiones longitudinales y al utilizar en el modelo el mismo peso volumétrico de los materiales del prototipo. El factor de escala para la masa se aplicó a la cantidad de masa adicional que representó en el modelo a la carga viva especificada por el RCDF (DDF, 1993) y las cargas muertas debidas al recubrimiento y enladrillado que se consideraron en la estructura prototipo y que no se construyeron en la estructura modelo (tabla 4.2).

Lo anterior tiene como objetivo que las relaciones, entre la masa concentrada y la masa distribuida de cada estructura sean prácticamente iguales y no se altere la relación de similitud para la aceleración (Alcocer *et al.* 1999). Este aspecto se muestra con mayor detalle en el apartado 4.5.

Otro aspecto a considerar es el escalamiento de los registros de aceleración en el modelo. Como resultado de utilizar la misma resistencia de modelo y prototipo, la ley de similitud simple establece que el factor de escala para la aceleración, $S_a = 1/S_L = 0.5$, por lo tanto, las aceleraciones aplicadas al modelo deben ser el doble de las aplicadas a la estructura prototipo. Además, de acuerdo con el factor de escala para el tiempo, $S_T = S_L = 2$, los registros de aceleración aplicados al modelo fueron comprimidos a la mitad de su duración normal.

En esta etapa se ha establecido la equivalencia entre las dimensiones de la estructura prototipo y modelo. En el siguiente capítulo se tratará de manera más específica la correspondencia entre las dimensiones de los elementos de la estructura modelo y prototipo, así como las consideraciones tomadas para definir las dimensiones utilizadas. Además, en el apéndice A, se mencionan algunas de las consideraciones que se tomaron en cuenta para escoger y diseñar los materiales de construcción para el modelo.

CAPÍTULO 4

DISEÑO DEL EXPERIMENTO

4.1 INTRODUCCIÓN

Al definir la ley de similitud simple, fue posible establecer la correspondencia entre una estructura prototipo y la estructura modelo que se iba a construir y ensayar. A partir de entonces fue posible iniciar la búsqueda de un prototipo, que hiciera factible la construcción y el ensaye del modelo dentro de las limitaciones de la mesa vibradora y que estuviera regido por las siguientes consideraciones:

1. Que el modelo fuera simétrico en geometría
2. No se considerarían efectos de interacción suelo-estructura
3. El modelo sólo sería sometido a aceleraciones horizontales en una dirección.

En este capítulo se muestran a detalle todas las consideraciones tomadas para diseñar el experimento; si bien se enfoca al modelo de un piso, el estudio se realizó para los modelos de tres y cinco pisos. Se describe desde la concepción del modelo de un piso hasta su construcción con todas las actividades necesarias para llevarlo al cabo.

4.2 ELECCIÓN DEL PROTOTIPO

En la fase inicial del proyecto se realizó un estudio en el cual se investigaron los principales arreglos de muros utilizados para construir vivienda de interés social. Para tal efecto, el Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores (INFONAVIT) proporcionó información de 149 prototipos construidos en varios estados de la República Mexicana. Se integró un banco de datos en el cual se clasificaron los prototipos dependiendo de su ubicación y, pensando en la sencillez del modelo a construir, se escogieron aquéllos que presentaran la mayor simplicidad en su configuración arquitectónica.

Como resultado, se obtuvieron 17 prototipos con planta rectangular casi cuadrada y 37 prototipos con planta rectangular alargada. El resto de prototipos, presentó una distribución de muros con salientes y/o con perímetro muy irregular.

Una vez conocidas las características más comunes de las viviendas construidas por INFONAVIT, y específicamente de los prototipos más simples, para proponer la configuración del modelo a ser ensayado, se pensó en las características que presenta la mesa vibradora, en lo referente al área de construcción y carga máxima posible. Así también, se consideró el número de niveles de los modelos que se construirían en el futuro.

Si bien se quiso representar los prototipos más sencillos construidos por INFONAVIT, también se pensó en uno cuyo arreglo de muros tuviera ciertos antecedentes con los modelos de mampostería confinada previamente ensayados en México, específicamente con el modelo WBW (Sánchez, 1998) lo anterior con la finalidad de tener puntos de comparación, así como presentar un avance en el conocimiento de esta modalidad constructiva al ensayarla dinámicamente.

Otro de los aspectos a tomar en cuenta en la definición del prototipo, fue el área disponible de la mesa vibradora; la mesa presenta un área total de 16 m². Sin embargo, atendiendo a la distribución de los orificios para fijar el espécimen, la mesa presenta un área útil de construcción de 12.81 m². Tomando en cuenta que la configuración del prototipo serviría de base para la construcción de modelos de tres y cinco pisos, se tuvo en consideración el peso total de estos modelos contra la capacidad de carga de la mesa.

Con los antecedentes descritos, se propuso la configuración de la estructura prototipo, con dimensiones sin escalar, y que serviría de base para definir los modelos escalados a construir. El prototipo elegido fue de forma cuadrada, simétrica en sus dos direcciones; su configuración, fue resuelta con muros con una relación H/L ya utilizada en otros ensayos y en la práctica profesional.

Cabe señalar que la configuración de la estructura prototipo es la misma que la del modelo y que en realidad el prototipo es una estructura ficticia cuya configuración guarda bastante parecido con uno de los prototipos construido por INFONAVIT.

4.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MODELO

Una vez definido el prototipo, la geometría del modelo fue obtenida aplicando el factor de escala escogido en la sección 3.3 (tabla 3.1). En la tabla 4.1 se muestra la correspondencia entre las dimensiones de prototipo y de modelo. Cabe resaltar, que las dimensiones teóricas fueron prácticamente iguales a las que se utilizaron en la construcción del modelo.

Tabla 4.1 Dimensiones de prototipo y del modelo

Concepto	Prototipo (cm)	Modelo (cm)
Estructura tridimensional	716 x 716 x 240	358 x 358 x 120
Tabique	6 x 12 x 24	3 x 6 x 12
Anchura y peralte de castillos	12 x 12	6 x 6
Anchura y peralte de dala de ventana	12 x 12	6 x 6
Anchura y peralte de dala de losa	12 x 23	6 x 11.5
Junta longitudinal de mortero	1	0.5
Diámetro del acero longitudinal	0.95	0.48
Diámetro del acero transversal	0.64	0.32
Diámetro del acero de amarre	0.16	0.08
Espesor de la losa de azotea	12	6
TMA de la grava	1.9	0.95

La configuración del modelo se muestra en la figura 4.1. Los ejes A, B y C corresponden a la dirección de estudio en la cual se aplicó la aceleración de la mesa vibradora. En estos ejes se encuentran los muros que definen las fachadas, así como un muro central. Las dos fachadas son simétricas y cada una de ellas presenta una abertura para puerta y otra para ventana.

En la dirección transversal, en los ejes 1 y 4 el modelo contó con aberturas de 84 cm que tuvieron la finalidad de permitir el acceso durante las etapas de construcción y ensaye. En los ejes interiores 2 y 3 se incluyeron muros que tuvieron el propósito de distribuir de una manera más uniforme la carga sobre la losa, así como la función de tomar los posibles esfuerzos torsionales que se pudieran generar en el modelo.

El modelo presentó 358 cm de longitud en ambos lados y una altura total de 120 cm. En su interior la altura libre fue de 114 cm. El espesor de muros, castillos, dalas y losa fue de 6 cm. Como elemento de cerramiento en los muros, se agregó una dala, de 11.5 cm de altura, que se coló simultáneamente con la losa del modelo.

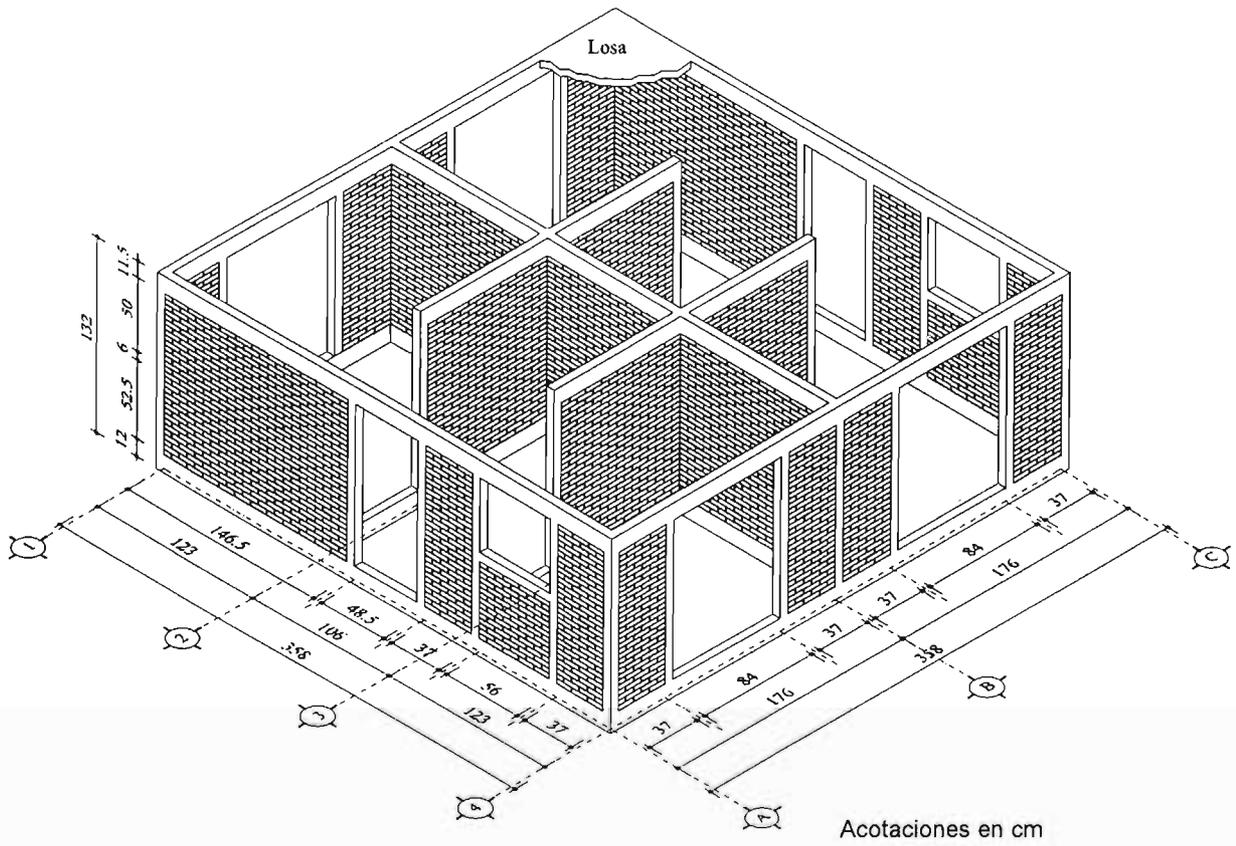


Figura 4.2 Vista tridimensional del modelo

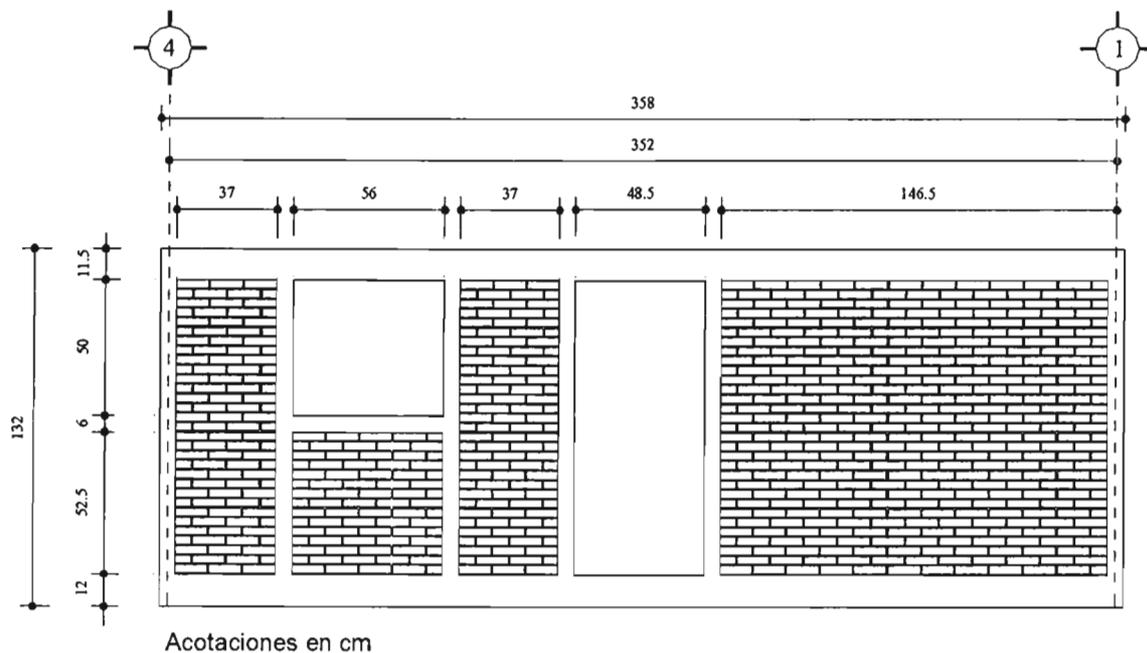


Figura 4.3 Fachada A y C del modelo

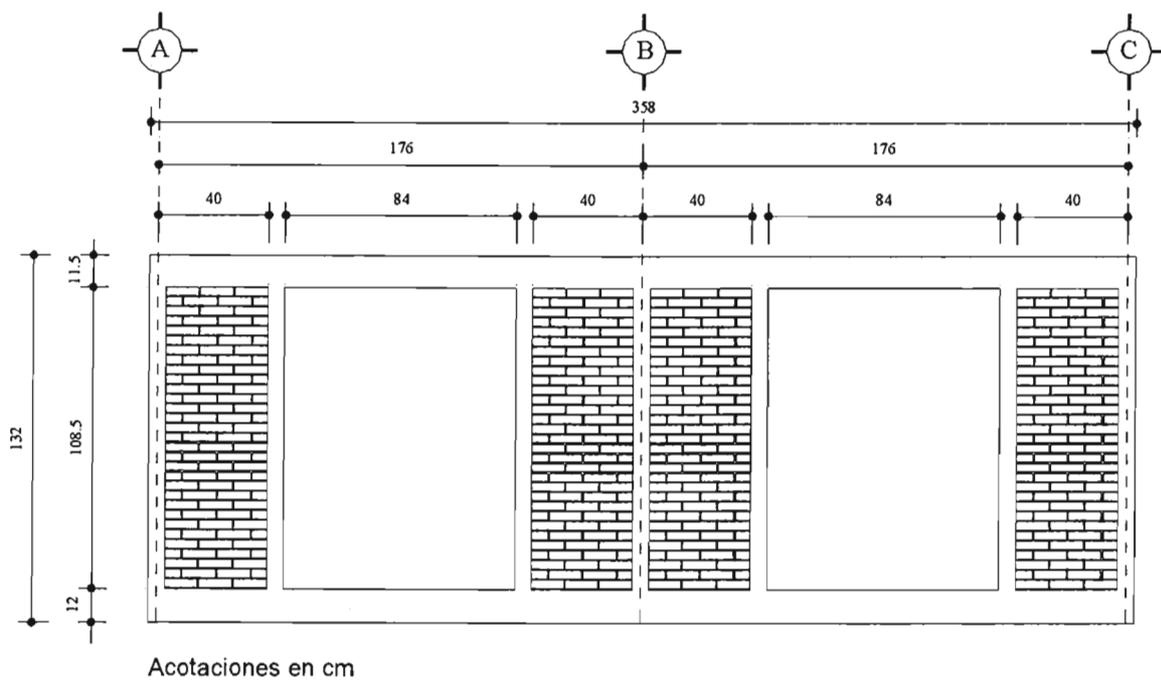


Figura 4.4 Fachada 1 y 4 del modelo

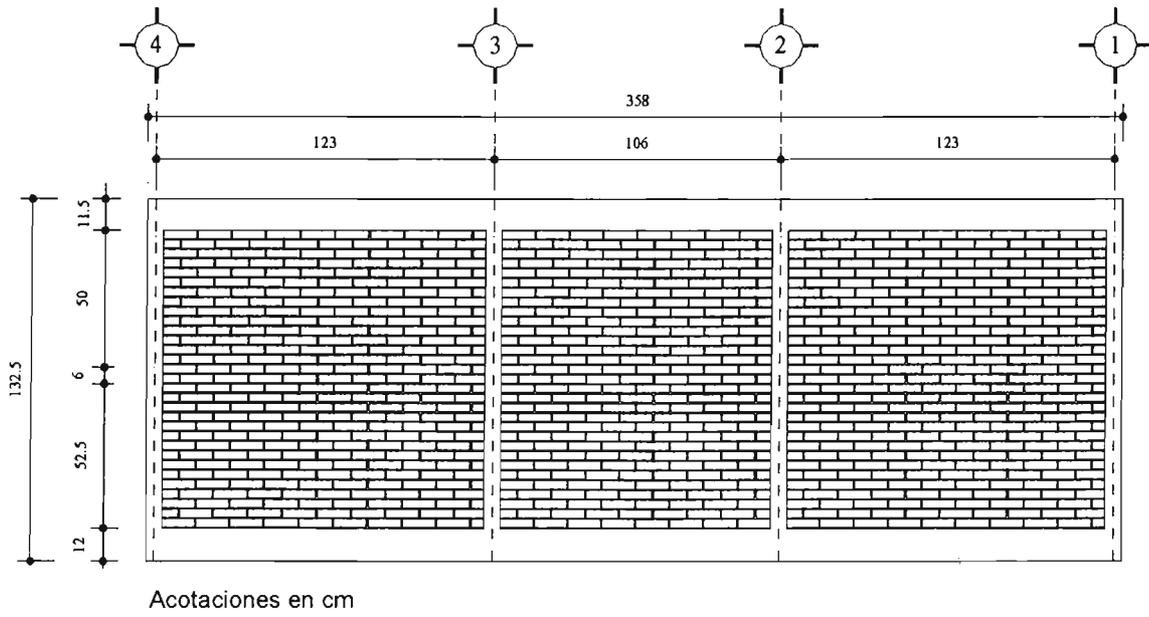


Figura 4.5 Muro central del modelo

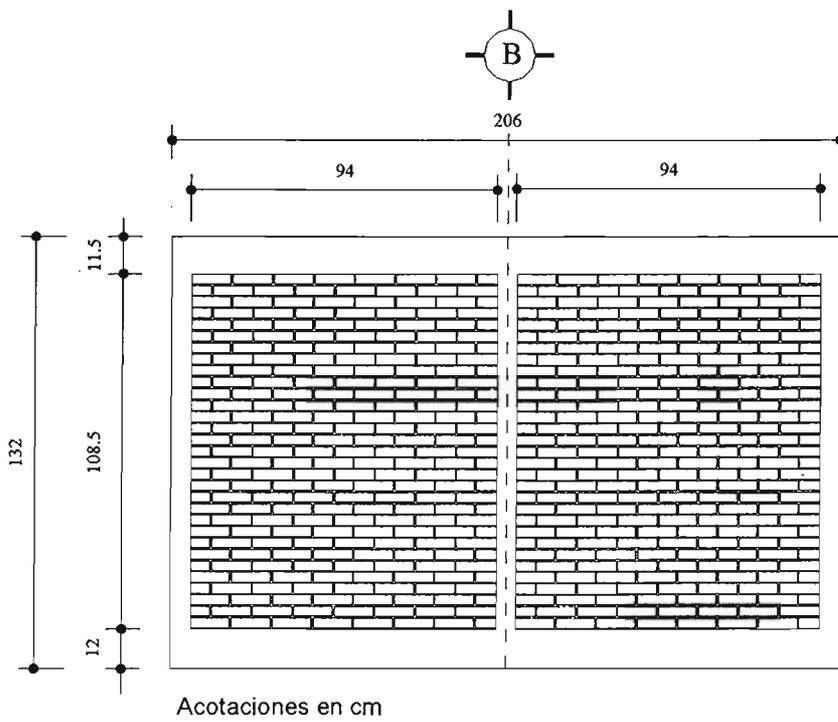


Figura 4.6 Muros perpendiculares internos

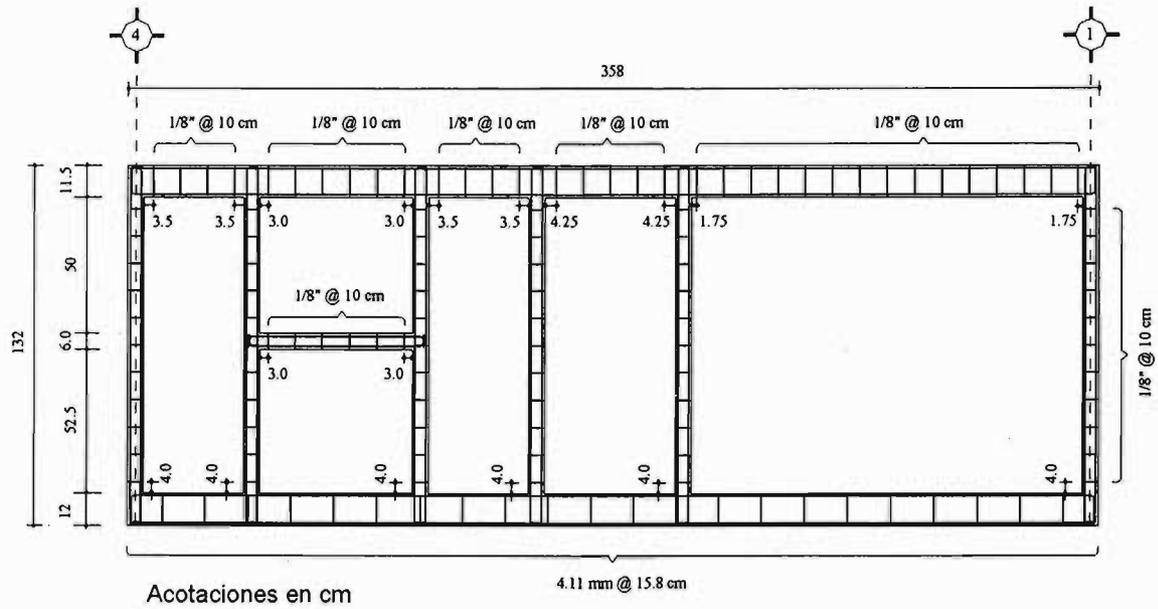


Figura 4.7 Armado en las fachadas A y C

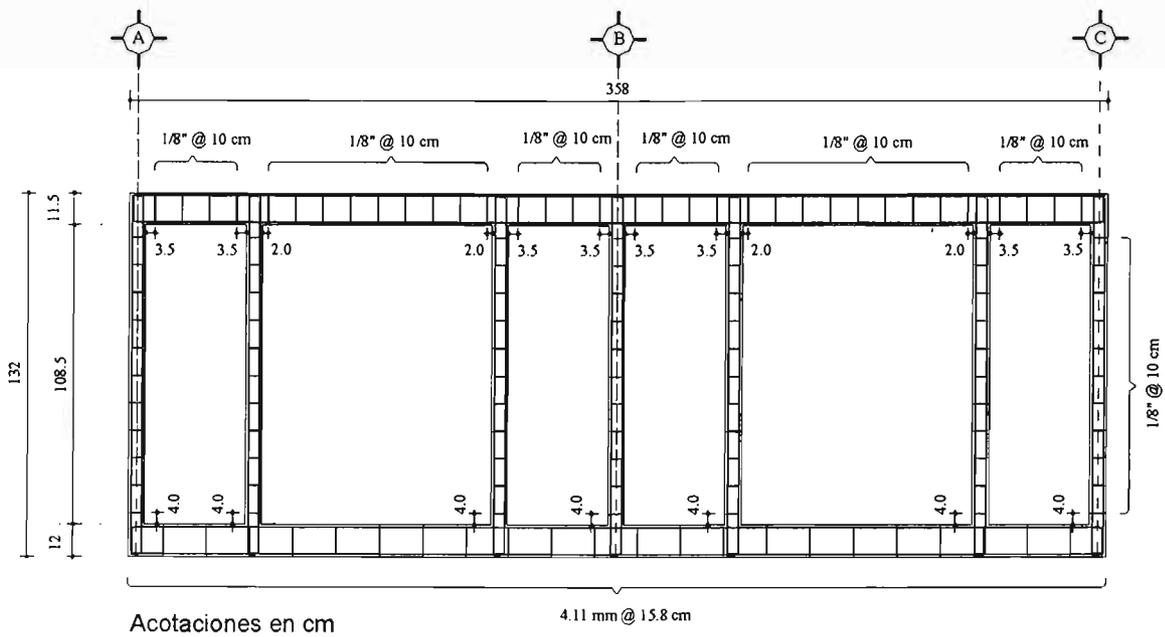


Figura 4.8 Armado en las fachadas 1 y 4

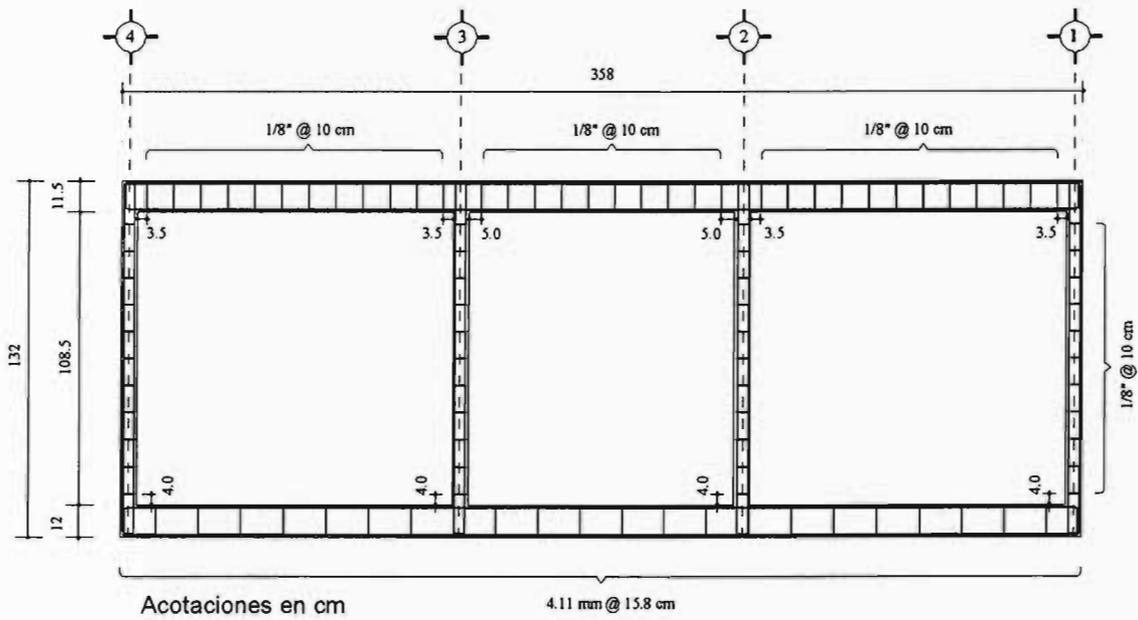


Figura 4.9 Armado en el muro central del eje B

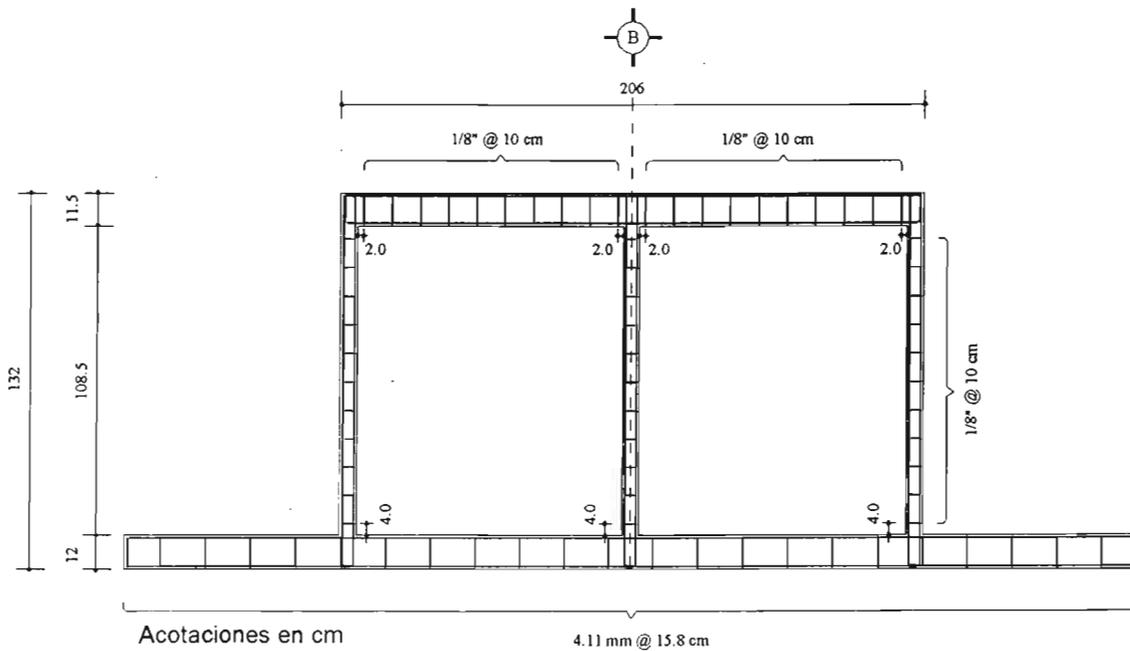


Figura 4.10 Armado en los muros perpendiculares internos

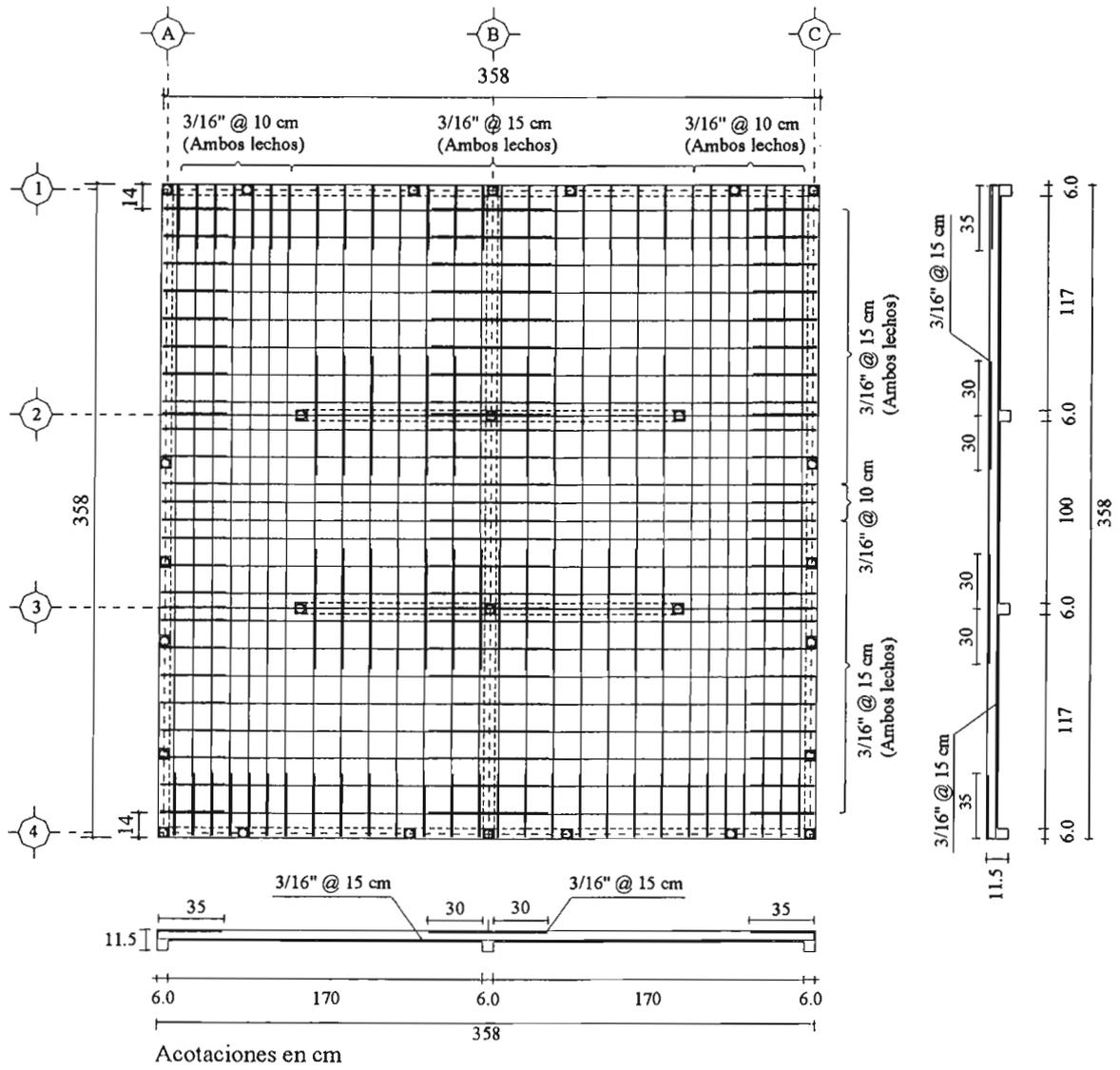


Figura 4.11 Armado en la losa del modelo

4.4 CIMENTACIÓN DEL MODELO

Una vez definidas las dimensiones y el peso de los modelos, se diseñó la cimentación sobre la cual se construirían. Cabe mencionar, que la construcción de los modelos se realizó en una área adyacente a la plataforma de la mesa vibradora, por lo que se necesitaba una cimentación que, además de cumplir la función de fijar los modelos a la mesa, también permitiera su transportación desde el lugar de construcción a la plataforma de ensaye.

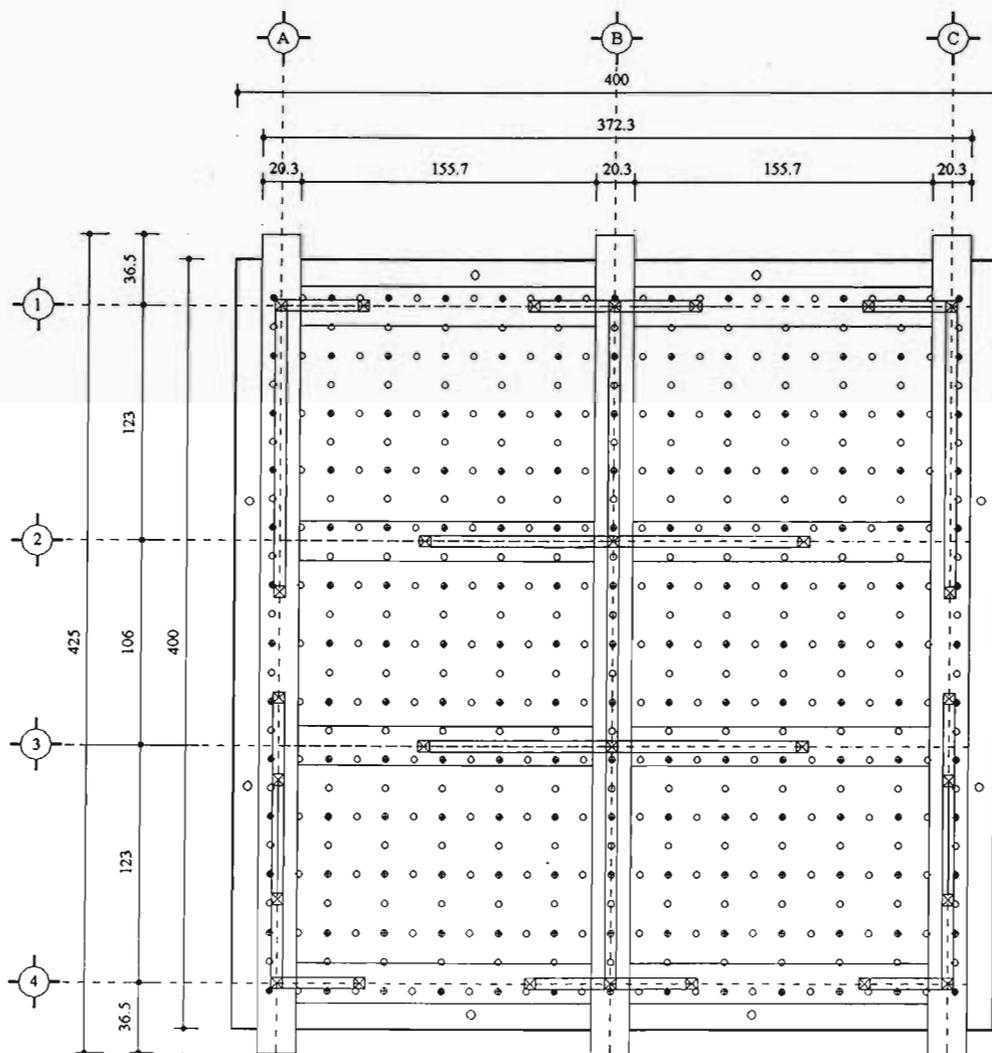
Si bien la capacidad de la grúa del laboratorio tiene una capacidad de 10 toneladas y el peso del modelo de un piso se estimó en 7.5 toneladas, el diseño de la cimentación se realizó con las cargas debidas a un modelo de dos pisos que en su conjunto pesaría 10 toneladas. Es decir, que para el caso de los modelos de tres y cinco pisos, se construirían dos pisos en un lugar adyacente a la mesa vibradora, se movería el modelo a la mesa y posteriormente se construiría el resto del modelo sobre la mesa vibradora. Tomando estas consideraciones y las limitaciones en el espacio de la mesa vibradora, se decidió utilizar acero estructural como material de construcción de la cimentación.

La cimentación de los especímenes se resolvió a partir de perfiles de acero estructural de sección I unidos con soldadura diseñada bajo diferentes condiciones de carga. Como criterio de análisis se tomó en cuenta los desplazamientos permisibles para asentamientos totales y diferenciales de muros de mampostería propuestos por Meli (1975) para revisar las deflexiones que se generarían en las vigas durante el izaje del modelo.

Para el primer agrietamiento, Meli recomienda un valor de distorsión, γ , de 0.001, por lo que el desplazamiento máximo en la viga de las fachadas A y C, δ_{\max} debió ser menor que 0.15 cm.

En la figura 4.12 se muestra la cimentación propuesta para los modelos a escala 1:2, construida con perfiles I de 12x40 ($b=20.3$ cm y $d=30.3$ cm) con un peso aproximado de 1.7 t. La cimentación fue fijada a la mesa vibradora con 21 tornillos de alta resistencia de 30 mm de diámetro x 16.8 cm de longitud total y 8 cm de cuerda.

Como parte de la cimentación se proyectó una dala de concreto reforzado que serviría de interfaz entre los materiales del modelo y el acero estructural de la cimentación, y que además permitiera anclar el acero de refuerzo longitudinal de los castillos del modelo. Tomando en cuenta que dicho elemento resistiría las fuerzas cortantes generadas en el modelo, la dala fue reforzada con conectores de cortante en forma de placas de acero soldados en el perfil de la cimentación. La dala de cimentación se construyó de 12 cm de ancho por 12 cm de altura y fue diseñada con un concreto de f'_c igual a 300 kg/cm^2 .



Acotaciones en cm

Figura 4.12 Cimentación del modelo sobrepuesta a la mesa vibradora

4.5 MODELACIÓN DE CARGAS VIVAS EN EL MODELO

Siguiendo las consideraciones del RCDF (DDF, 1993) en cuanto a cargas vivas y muertas de los sistemas estructurales, se realizó un análisis de cargas con el cual se definieron las fuerzas actuantes en la losa del prototipo (tabla 4.2).

Tabla 4.2 Peso de la losa del prototipo por unidad de área.

No.	Concepto de carga	Carga (kg/m ²)
1	Peso propio de la losa	264
2	Recubrimiento interior	30
3	Relleno y enladrillado exterior	100
4	Incremento adicional	20
5	Carga viva por efecto sísmico	70
	Peso total de la losa de prototipo	484

Con excepción del peso propio de la losa, los conceptos restantes de la tabla 4.2, definen el concepto de masa adicional que debió colocarse en el modelo y, de acuerdo con su origen, la masa adicional puede dividirse en dos tipos:

- a) Masa adicional debida a las cargas vivas: 70 kg/m²
- b) Masa adicional debida a las cargas muertas no constructivas: 150 kg/m²

La masa adicional debida a las cargas vivas tiene su origen en el Reglamento de Construcciones para el DF, el cual especifica una carga viva por sismo de 70 kg/m² correspondiente a cubiertas y azoteas con pendiente no mayor del 5 %. La masa adicional debida a cargas muertas no constructivas está compuesta por el recubrimiento interior de la losa, el relleno con enladrillado exterior de la misma y de acuerdo con el artículo 197 del Reglamento, un incremento adicional como carga muerta en la losa.

El peso de la losa del modelo se obtuvo al dividir el peso de la losa del prototipo entre el factor de escala de la masa por unidad de área, que se obtiene de la división entre el factor de escala de la masa, F_M , y el factor de escala de la longitud elevado al cuadrado, F_L^2 , con lo cual, el peso de la losa de modelo tuvo un valor de 242 kg/m².

De la misma manera, con la suma y el escalamiento de los conceptos referidos, se obtuvo el valor de la masa adicional igual a 110 kg/m^2 , cantidad que al multiplicarla por el área de la losa dio un valor de 1410 kg. Como resultado, se decidió representar las masa adicional con 30 barras de plomo de peso nominal igual a 45 kg cada una (1350 kg).

Es evidente que la masa adicional suplió casi exactamente la masa distribuida que se supone actúa en una estructura prototipo (1350 kg contra 1410 kg). Con lo cual, las relaciones de masas (cociente de la masa concentrada a la masa distribuida) del prototipo y del modelo fueron prácticamente iguales. Está condición es importante para determinar la validez del modelo como representativo de la estructura prototipo (Alcocer *et al.* 1999).

En la figura 4.13 se muestra un esquema de los lingotes sobre la losa, los cuales fueron atomillados a la losa del modelo, con dos barras de acero roscadas de 5/16 pulgadas de diámetro, previamente adheridas a la losa con resina epóxica. Con la finalidad de evitar interferir lo menos posible en las deformaciones de la losa, las barras de plomo se colocaron de manera transversal a la dirección de estudio del modelo.

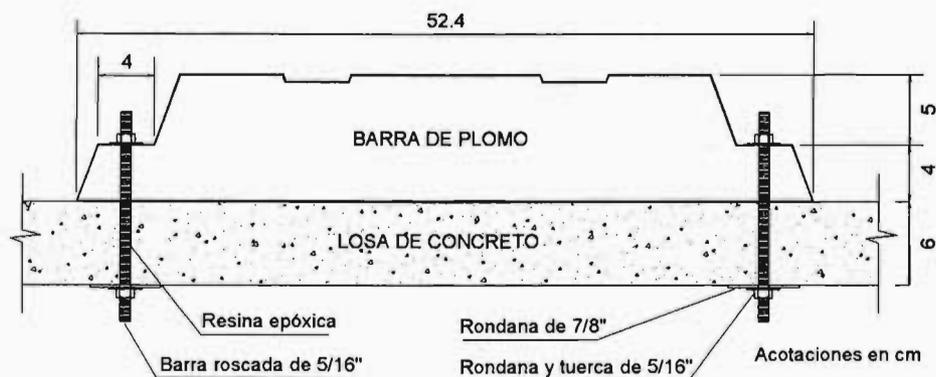


Figura 4.13 Detalle del anclaje de las barras de plomo

La colocación simétrica de las barras de plomo tuvo la finalidad de evitar la formación de fuerzas de torsión en el modelo (fig 4.14). Por otra parte, la colocación de los lingotes trató de simular los esfuerzos axiales que se presentarían en los muros ante una carga uniformemente distribuida calculados con una distribución de áreas tributarias. Con base en estas dos condiciones se definió la colocación de los lingotes en la losa.

La simulación de los esfuerzos axiales sólo se realizó para los muros de la dirección de estudio del modelo. Cabe señalar, que debido a la naturaleza de la carga concentrada que representaba cada barra, no fue posible lograr el mismo valor de esfuerzo axial correspondiente a una carga uniformemente distribuida, por lo que, sólo se buscó la posición que permitiera obtener la mejor aproximación para que la diferencia pudiera ser proporcionada por los mecanismos de carga vertical que debían ser colocados en los muros para cumplir con la relación de esfuerzos verticales en los mismos.

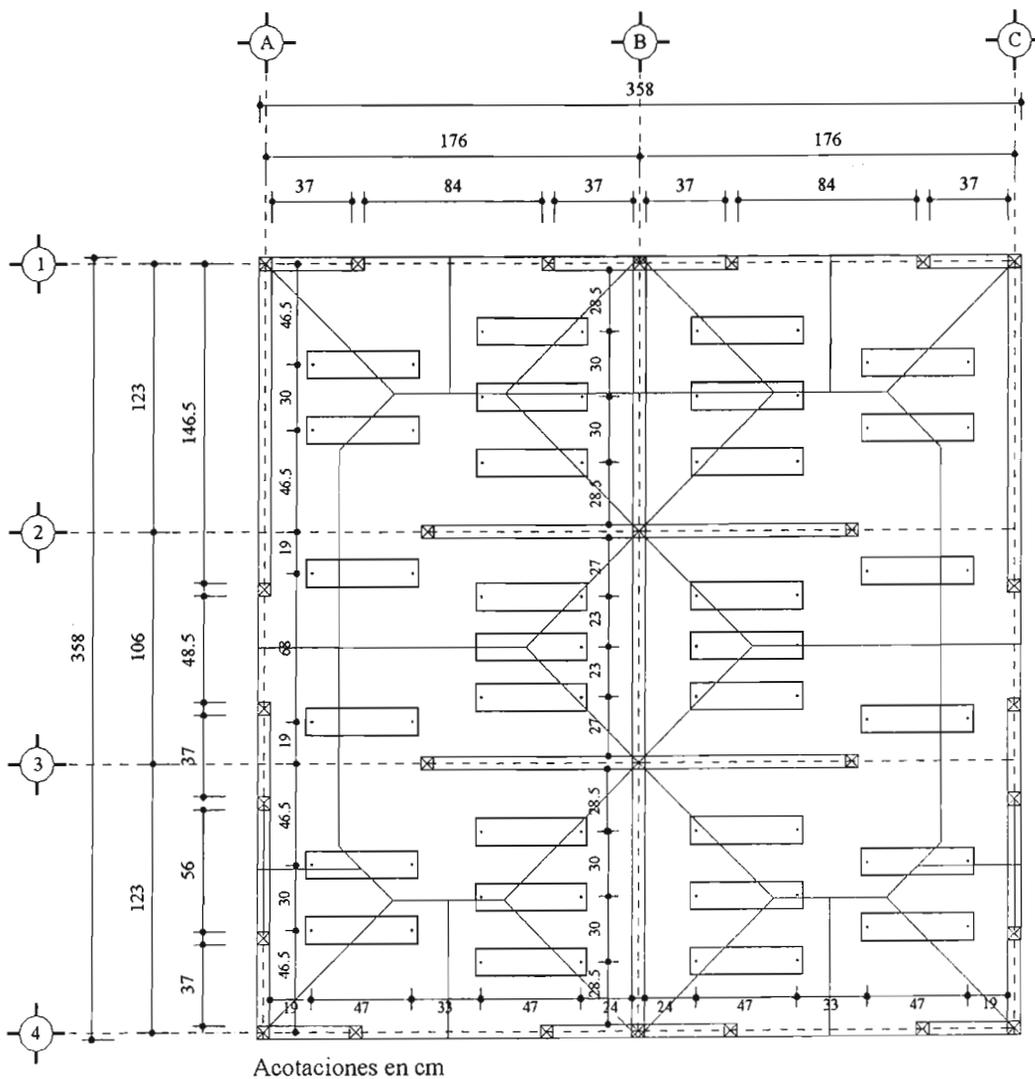


Figura 4.14 Distribución de barras de plomo en el modelo

4.6 RELACIÓN DE ESFUERZOS VERTICALES EN LOS MUROS

Al escalar por $S_L=2$, las dimensiones del prototipo y al utilizar materiales con el mismo peso volumétrico en el prototipo y en el modelo, da como resultado que el factor de escala de la masa por unidad de área sea igual a dos, bajo estas condiciones, al construir el modelo, los muros presentarían sólo la mitad del esfuerzo axial requerido para cumplir con la ley de similitud simple $S_\sigma = 1$ (tabla 3.1).

La condición de igualdad de esfuerzos es importante debido a que la carga vertical en los muros afecta su comportamiento y modo de falla, por lo tanto, sólo en los muros que estaban en la dirección de estudio se aplicó esta condición y se consideró que el faltante de carga en los muros de la otra dirección no afectaría notablemente el comportamiento de los primeros.

Para cumplir con la igualdad de esfuerzos, fue necesario adicionar una carga vertical en los muros del modelo para producir, artificialmente, un estado de esfuerzos axiales que se adicionaron al producido debido al peso propio de la estructura. Los valores necesarios para lograr la igualdad de esfuerzos se muestran en la quinta columna de la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Carga axial en los muros en la dirección de estudio del modelo

Muro	Esfuerzo en el muro		Cantidad adicional		Carga tributaria		Fuerza total (kg)	Esfuerzo en el muro (kg/cm ²)	Mecanismos por muro (Pza)
	Prototipo	Modelo	Esfuerzo	Fuerza	Teórica	Lingotes			
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg)	(kg)	(kg)			
MN4	0.807	0.404	0.404	347	73	57	363	0.81	4
MN3	1.275	0.638	0.638	142	43	25	159	1.28	2
MN1	1.044	0.522	0.522	116	31	32	115	1.04	2
MC1	0.979	0.490	0.490	344	87	91	340	0.98	4
MC2	0.885	0.443	0.443	266	62	63	264	0.89	3
MC3	0.979	0.490	0.490	344	87	91	340	0.98	4
MS4	0.807	0.404	0.404	347	73	57	363	0.81	4
MS3	1.275	0.638	0.638	142	43	25	159	1.28	2
MS1	1.044	0.522	0.522	116	31	32	115	1.04	2

Sin embargo, la fuerza necesaria fue afectada debido a la concentración de fuerzas de las barras de plomo en lugar de una carga uniformemente distribuida sobre la losa. Para tomar en cuenta este efecto, mediante la distribución de áreas tributarias, se calcularon las cargas para los muros de la dirección de estudio correspondientes a una carga uniformemente distribuida y a una carga concentrada, la diferencia se agregó a la carga vertical que el mecanismo de carga debía aplicar al muro (columna 8 de la tabla 4.3).

Tomando en cuenta lo anterior, se obtuvieron las cargas necesarias en cada muro (columna 8) para lograr en los muros un estado de esfuerzos a compresión, teóricamente, iguales a los esfuerzos que tendría la estructura prototipo (columna 9 de la tabla 4.3).

Considerando la magnitud de las cargas y que en los modelos de 3 y 5 niveles no interrumpiera la continuidad de los muros, se decidió utilizar un mecanismo compuesto básicamente por cables, un tensor y un dinamómetro. El mecanismo se diseñó para poder regular la tensión en cada cable, controlar el nivel de carga requerido y asegurar que la carga permaneciera constante durante el ensayo. En total se colocaron 27 mecanismos de carga adicional en el modelo, 8 en cada fachada y 11 en el muro central (columna 10 de la tabla 4.3).

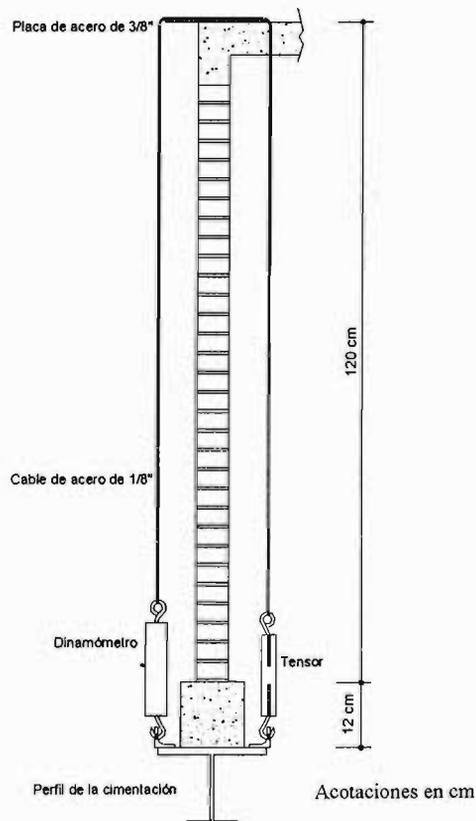


Figura 4.15 Mecanismo de preesfuerzo en los muros del modelo

Con la finalidad de asegurar una distribución uniforme de las cargas puntuales, los muros se modelaron mediante un análisis elástico con elemento finito para verificar que el estado de esfuerzo en el muro debido a las cargas puntuales de los cables fuera similar a los esfuerzos producidos por una carga uniformemente distribuida en el muro.

Los muros se modelaron tomando en cuenta el módulo de elasticidad de la mampostería y del concreto en la dala de cerramiento y los castillos. Se aplicaron las cargas tributarias dependiendo de los mecanismos de carga en cada muro y suponiendo una distribución uniforme a lo largo del muro.

Para las dos condiciones de fuerza, se evaluó la magnitud de los esfuerzos en la base del muro. Al respecto, se encontró que el caso más desfavorable fue para los muros MS3 y MN3, con una diferencia del 8.5 % entre las dos condiciones de carga (fig 4.16). De esta manera se validó el número de mecanismos colocado en cada muro.

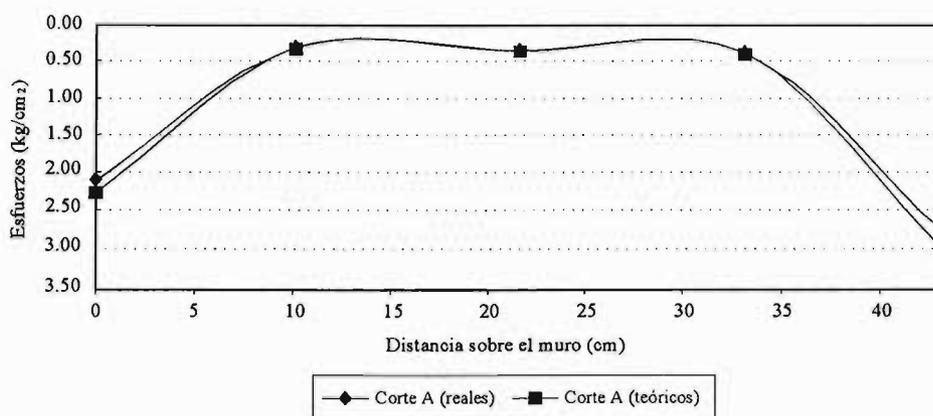


Figura 4.16 Comparación de la distribución de esfuerzos en la base del muro MN3

4.7 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MODELO

A diferencia de un ensayo estático o pseudodinámico en los cuales se tiene cierto control en la aplicación de las cargas, en el ensayo dinámico en mesa vibradora las fuerzas inducidas sobre la estructura son generadas por excitaciones sísmicas de alta magnitud y muy baja duración, de modo que es muy importante conocer los registros sísmicos que originarán los diferentes estados límite en la estructura, tales como: 1) El estado límite de agrietamiento o elástico, 2) El estado de resistencia y 3) El estado último, definido como el asociado a la caída de la resistencia en un porcentaje especificado.

El análisis por cargas laterales de las estructuras de mampostería se enfrenta a dificultades para modelar el arreglo tridimensional formado por los muros, las losas, los dinteles y los pretilos. Además, desarrollar un modelo matemático para representar el comportamiento del modelo en sus intervalos elástico e inelástico hubiera necesitado de enormes recursos para calibrarlo y que además, será parte de investigaciones futuras. Por lo tanto, únicamente se revisó la resistencia del modelo aplicando el Método Simplificado de Análisis y los criterios de resistencia a fuerzas laterales del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y mediante una programa comercial se modeló la estructura mediante el método de la columna ancha.

4.7.1 Método simplificado

El método simplificado de análisis de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, NTC-S, (DDF, 1987) permite, bajo ciertas consideraciones estructurales, ignorar las deformaciones por flexión y los efectos torsionales, y sólo verificar la resistencia de los muros ante cargas laterales. Conviene apuntar que en este método no se revisan explícitamente los desplazamientos laterales (horizontales) del edificio. La revisión de la resistencia se logra comparando en cada piso, la suma de las resistencias a cargas laterales de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, y la fuerza cortante total que actúa en dicho piso. La condición de seguridad se alcanza cuando la resistencia es al menos igual a la demanda de fuerza cortante de entrepiso.

De acuerdo con la sección 7 de las NTC-S, la fuerza cortante total, V_0 , se calcula como:

$$V_0 = \frac{cW_0}{Q} \quad (4.1)$$

donde c es el coeficiente sísmico, W_0 es el peso de la estructura y Q el factor de comportamiento sísmico que depende del sistema estructural y que, de acuerdo con la sección 5 de las NTC-S para estructuras a base de muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos y dadas, es igual a dos ($Q=2$).

Para el cálculo del peso de la estructura que es excitado por el movimiento en la base, se descontó el peso de la mitad de la altura de los muros, los que se consideran como tributarios del nivel del terreno y, por tanto, no contribuyen a las masas que entran en vibración a la altura de la losa de azotea.

El coeficiente sísmico se definió a partir de la regionalización sísmica del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1994), los cuales se muestran en la tabla 4.4. La fuerza cortante total, V_0 se calculó con la ecuación 4.1 utilizando el factor de comportamiento sísmico correspondiente.

Tabla 4.4 Coeficientes sísmicos regionales del Manual de Obras Civiles de la CFE (1994)

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

En lo referente a pesos volumétricos de los materiales, la intensidad de cargas y consideraciones de diseño, el análisis se basó en lo prescrito en la propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del D.F. y en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987. De acuerdo con las Normas Técnicas de Mampostería para piezas de tabique de barro recocido se recomienda un esfuerzo resistente de diseño a compresión diagonal, v^* igual a 3.5 kg/cm^2 .

Metodología

Siguiendo las consideraciones del Reglamento en cuanto a cargas vivas y muertas de los sistemas estructurales, se definieron las fuerzas gravitacionales actuantes en la losa (tabla 4.2). Para determinar las cargas actuantes en los muros de cada entrepiso se llevó a cabo una bajada de cargas por áreas tributarias (fig 4.14). Este procedimiento permitió evaluar, en forma aproximada, la distribución de fuerzas desde el sistema de piso hacia los elementos de apoyo, en este caso los muros.

Con la carga vertical actuante sobre cada muro, P , se calculó la fuerza cortante resistente de los mismos, V_{mR} , aplicando la expresión de las NTCM:

$$V_{mR} = F_R (0.5v^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v^* A_T \quad (4.2)$$

donde F_R es el factor de resistencia igual a 0.7 para muros de mampostería, pero tomado igual a uno en este trabajo, v^* es la resistencia a compresión diagonal de la mampostería para diseño, A_T es el área transversal del muro y P es la carga vertical que actúa sobre cada muro.

La contribución a la resistencia a fuerza cortante de los muros cuya relación de aspecto H/L excediera de 1.33, se redujo multiplicándola por un coeficiente igual a $(1.33 L/H)^2$. De esta manera, utilizando el coeficiente sísmico correspondiente, se comparó la fuerza cortante basal (demanda) con la cortante resistente total en cada dirección de la vivienda para definir si el modelo cumplía las Normas. El cortante basal, V_B , asociado al modo de falla por cortante se indica en la tabla 4.5. Además, se utilizaron diferentes valores de la resistencia a la compresión diagonal de la mampostería, v_m^* . En la tabla 4.6 se muestra la correspondencia entre el valor utilizado y el cortante basal del modelo.

Tabla 4.5 Resistencia lateral del modelo en la dirección Y

Muro	Longitud (m)	Espesor (m)	Area Transv. (m ²)	Carga Vert. (kg)	Fi (m/m)	Area Reduc. (m ²)	V_R (kg)
MN4	1.56	0.06	0.09	257.9	1	0.093	1,710
MN3	0.49	0.06	0.03	120.0	0.36	0.011	199
MN1	0.49	0.06	0.03	94.3	0.36	0.011	196
MC1	1.29	0.06	0.08	271.1	1	0.077	1,436
MC2	1.12	0.06	0.07	203.8	1	0.067	1,237
MC3	1.29	0.06	0.08	271.1	1	0.077	1,436
MS4	1.56	0.06	0.09	257.9	1	0.093	1,710
MS3	0.49	0.06	0.03	120.0	0.36	0.011	199
MS1	0.49	0.06	0.03	94.3	0.36	0.011	196
Fuerza cortante resistente total							8,318

Tabla 4.6 Valores de la fuerza cortante resistente en la dirección de estudio

Esfuerzo cortante de diseño, v_m^* (kg/cm ²)	Fuerza cortante resistente, V_Y (kg)
3.5	8,318
7.0	16,210
10.0	22,976

Al igual que en los 17 prototipos estudiados (apartado 4.2), en el modelo se calculó la densidad efectiva, δ_e , con la siguiente ecuación:

$$\delta_e = \frac{\sum A_E}{A_L} \quad (4.3)$$

donde A_E es el área efectiva de cada muro y A_L es el área de la losa. El área efectiva de cada muro es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y el factor F_{AE} , que de acuerdo con las NTCM está dado por las siguientes relaciones:

$$F_{AE} = 1, \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33 \quad (4.4)$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2, \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33 \quad (4.5)$$

donde L es la longitud de cada muro y H es la altura libre del muro. En la tabla 4.7 se muestran los valores calculados de densidad de muros. Puede observarse que los valores de densidad del modelo son similares a los valores de los prototipos por INFONAVIT.

Tabla 4.7 Densidad de muros en el modelo y los prototipos estudiados

Prototipos	Número de pisos	Densidad Total, %		Densidad Efectiva, %	
		X	Y	X	Y
M1	1	3.8	4.1*	2.7	3.5*
1	1	2.4	4.1	1.9	3.4
2	1	3.0	4.9	2.8	4.3
3	6	4.9	6.0	4.7	4.9
4	2	5.9	3.9	5.2	3.7
5	2	3.6	6.1	3.4	6.0
6	2	2.4	5.3	1.0	5.3
7	2	1.5	5.4	0.8	5.2
8	2	2.9	5.1	2.6	4.5
9	1	3.3	6.9	2.7	6.6
10	1	2.4	4.8	2.4	4.7
11	1	2.6	4.9	1.4	4.3
12	2	3.0	6.2	0.7	6.2
13	2	3.1	8.4	1.3	8.1
14	2	4.3	5.4	3.7	4.9
15	2	2.6	5.5	0.7	5.0
16	2	2.5	5.0	1.9	4.8

* dirección de carga

Siguiendo las indicaciones de las NTCM, se definió el peso del modelo para excitación igual a 4139 kg, por lo que aplicando la ecuación 4.1, con un coeficiente sísmico, c , igual a 0.86, se calculó la fuerza cortante total, V_o , igual a 1900 kg. Utilizando la misma ecuación y la fuerza cortante basal, V_B , igual a 8318 kg se obtuvo un coeficiente sísmico, c , igual a 4.

4.7.2 Modelo matemático

La modelación matemática tuvo como objetivo estimar la rigidez y capacidad de deformación del modelo utilizando los valores teóricos especificados por el RCDF utilizando, para ello, un programa de análisis y diseño comercial (CSI, 1998).

Para el caso de estructuras de mampostería confinada, que presenten un patrón de aberturas regular en elevación, se puede usar como una opción de análisis ante fuerzas laterales, el método de la columna ancha. En él, los muros de mampostería se modelan como columnas anchas equivalentes con propiedades iguales a las del muro, concentradas en una columna ubicada en el eje de simetría del muro de mampostería. Las "columnas anchas" están acopladas por vigas con el momento de inercia de la losa en un ancho equivalente, al cual se suma el momento de inercia de dinteles y pretiles; sin embargo, la porción de viga ubicada dentro de la longitud del muro, se considera con rigidez infinita a la flexión.

Se calcularon los momentos de inercia de las secciones compuestas de muros y castillos con patines con las longitudes que especifica la propuesta de NTCM, sin tomar en cuenta el área de acero contenido en los castillos y, para el caso del análisis elástico, se consideró la sección transversal de los muros como no agrietada. Las secciones de los tableros de mampostería se transformaron a secciones equivalentes de concreto mediante la relación modular, $n=E_m/E_c$, igual a 7.54, donde E_m y E_c son los módulos de elasticidad de la mampostería y del concreto respectivamente.

Los módulos de elasticidad fueron estimados según el RCDF, como $E_c= 8000\sqrt{f_c}$ para los elementos de concreto y $E_m= 600 f_m$ para los de mampostería. De igual forma el módulo de cortante de la mampostería se estimó como $G_m= 0.4 E_m$. La resistencia a compresión de la mampostería, f_m^* fue definida igual a 25 kg/cm² suponiendo un valor de resistencia a compresión de las piezas, $f_p^* \geq 60$ kg/cm² unidas con mortero tipo I.

De acuerdo con las características del modelo, se calculó un periodo, T , igual a 0.0287 segundos ($F = 34.87$ Hz) y una rigidez lateral, K , igual a 200.3 t/cm. De acuerdo con lo anterior, y si el sistema permaneciera elástico, sería necesaria una fuerza de 28 tf para alcanzar la distorsión de agrietamiento igual a 0.12 %.

4.7.3 Revisión del refuerzo longitudinal en los castillos

Por su elevada rigidez, las estructuras de mampostería tienen una capacidad sobresaliente para resistir las fuerzas laterales que se generan en ellas durante un sismo. Esta capacidad es debido a la, normalmente alta, cantidad de muros que hacen que la resistencia del conjunto sea alta. Sin embargo, también se generan deformaciones por flexión que, bajo ciertas características del muro, pueden ser predominantes y llevar a una falla por flexión antes de alcanzar la falla por cortante.

Se hizo una revisión del refuerzo longitudinal del modelo mediante un análisis estático para conocer si el acero de refuerzo de los castillos, alcanzaría su esfuerzo de fluencia ante la acción de una fuerza igual a la resistencia al cortante del modelo.

La revisión determinaría de una manera implícita si en el modelo las deformaciones por flexión serían predominantes, lo cual en una vivienda de mampostería de un piso con suficiente refuerzo longitudinal en los castillos es poco probable. Por tanto, la revisión se enfocó en los modelos de tres y cinco pisos; sin embargo, de manera ilustrativa a continuación se expone lo realizado.

Se evaluó la resistencia a la flexocompresión de los muros tomando en cuenta la contribución del acero de refuerzo de los castillos. El momento flexionante resistente de diseño de la sección, M_R , se calculó de acuerdo con las ecuaciones de las NTCM:

$$M_R = F_R M_o + 0.3 P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (4.6)$$

$$M_R = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R} \right) \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3} \quad (4.7)$$

Donde $M_o = A_s f_y d'$ es el momento resistente para flexión simple y $P_R = F_R F_E (f_m^* A_t + A_s f_y)$ es la resistencia a carga axial considerando la contribución de los castillos (Instituto de Ingeniería, 1992).

Igualando el momento resistente, M_R , al momento último, M_u y despejando el área de acero, A_s , se obtiene:

$$A_s = \frac{M_u - 0.3P_u d}{F_R f_y d'} \quad \text{si } P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (4.8)$$

$$A_s = \frac{M_u}{1.5F_R f_y d' \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right)} - \frac{0.15P_R d}{1.5F_R f_y d'} \quad \text{si } P_u \geq \frac{P_R}{3} \quad (4.9)$$

Como se presentó en el apartado 4.7.1, se calculó la fuerza cortante resistente del modelo, la cual se aplicó como fuerza lateral en la estructura y mediante el modelo matemático se encontraron los valores de momento flexionante y carga axial últimos. Mediante las ecuaciones 4.8 y 4.9, se calculó el área de acero necesaria en los castillos y se comparó contra el área de acero utilizada igual a 0.71 cm^2 (tabla 4.8), es decir, cuatro barras de diámetro igual a $3/16$ de pulgada que en el prototipo equivale a cuatro barras del No. 3 y que es el comúnmente usado en la construcción de viviendas.

Tabla 4.8 Áreas de acero en los castillos del modelo de un piso

Muro	M_v^* (t-cm)	P_v^* (t)	P_R (t)	$A_{s_{\text{muro}}}$ (cm^2)	$A_{s_{\text{castillo}}}$ (cm^2)	$A_{s_{\text{utilizado}}}$ (cm^2)
MN1	27.69	0.25	10.23	0.03	0.02	0.71
MN3	24.30	0.19	10.23	0.03	0.02	0.71
MN4	169.50	0.16	10.23	0.32	0.16	0.71
MC	484.81	-0.95	27.20	0.50	0.12	0.71

Las normas especifican que el refuerzo longitudinal del castillo y de la dala estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la expresión 4.10 y dio como resultado 0.34 cm^2 por castillo.

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2 \quad (4.10)$$

Cabe resaltar que, el área de acero suministrado fue superior a la calculada con la ec. 4.10 (0.71 vs 0.34); sin embargo, la revisión del refuerzo longitudinal carece de utilidad si se tiene una pobre estimación del esfuerzo de diseño, v_m^* , de los muros del modelo ya que de ahí se origina la fuerza cortante aplicada al modelo.

4.8 DEFINICIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS DE PRUEBA

La identificación del periodo del modelo permitió iniciar un estudio que tuvo por objetivo encontrar los registros sísmicos de aceleración que causaran en el modelo los tres estados límite de comportamiento: agrietamiento inicial, resistencia y último. Como zona epicentral, se escogieron los siguientes estados de la costa del Pacífico mexicano: Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Michoacán, Colima y Jalisco. En un primera fase se utilizó la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes editada por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica Vol. 1 (SMIS, 1997) teniendo como criterio de búsqueda los registros con magnitud mayor que siete. Posteriormente, con la publicación del Vol. 2 (SMIS, 2000) se amplió la base de datos recopilando los registros con aceleración máxima mayor que 100 cm/s^2 .

El proceso consistió en escoger los registros con los criterios mencionados y mediante el programa DEGTRA (Ordaz y Montoya, 1991) construir su espectro elástico de desplazamientos. En total se revisaron más de 1000 registros. Se escogieron los registros que presentaran los mayores desplazamientos para el periodo calculado del modelo (.03 para el modelo y .06 para el prototipo). Debido al valor tan pequeño del periodo, una pequeña parte de los registros escogidos apenas alcanzaban el desplazamiento correspondiente al estado de agrietamiento inicial (correspondiente a una distorsión igual a 0.12 %), por lo que se corroboró que ningún registro de un sismo ocurrido en México, sería capaz de hacer colapsar al modelo de un piso.

Debido al resultado anterior, se decidió elaborar registros sintéticos a partir de un sismo ocurrido en la costa del Pacífico mexicano. Para tal efecto se escogió el sismo ocurrido en el puerto de Acapulco el 25 de abril de 1989 con una magnitud $M_s = 6.9$. Se utilizó la componente horizontal, N90E, del registro Acad8904.251 capturado en una estación ubicada en un tipo de suelo limo arenoso. El registro original presenta una aceleración máxima de 331.5 cm/s^2 (fig 4.17-a), mientras que el registro escalado en tiempo y aceleración presenta una aceleración de 663 cm/s^2 (fig 4.17-b).

El registro original se tomó como una función de Green empírica para obtener registros sintéticos de magnitud 7.6, 7.8, 8.0 y 8.3 (Ordaz y Arboleda, 1993). Posteriormente, los registros generados se escalaron en tiempo y aceleración para definir los registros a los cuales sería sometido el modelo (fig 4.17-c, d, e y f).

De acuerdo con la tabla 3.1, el factor de escala para la aceleración, $S_a=1/S_L$ es igual a 1/2 mientras que el factor de escala para el tiempo, $S_t= S_L$ es igual a 2, por lo que los registros escalados presentan el doble de aceleración y ocurren en la mitad del tiempo comparados con los registros de tipo prototipo. En la figura 4.18, donde se muestran los espectros de amplitudes de Fourier, de desplazamiento y de pseudoaceleración, puede observarse el efecto de aplicar los factores de escala, al comparar los espectros del registro original denominado "Diana-89" con los espectros de los registros escalados en tiempo y aceleración.

De manera ilustrativa, se decidió someter el modelo al registro SCT-85 E-O del sismo ocurrido en la ciudad de México el 19 de septiembre de 1985 con una magnitud, $M_s= 8.1$. Debido a las características del sismo y del modelo, de antemano se sabía que prácticamente no causaría daños. Sin embargo, la respuesta permitiría obtener puntos de comparación cuando el sismo se aplicara a modelos de mayor altura.

Con la finalidad de estudiar las características dinámicas del modelo entre cada aplicación de sismo se aplicó un ruido blanco de magnitud igual a 50 cm/s^2 y con un intervalo de frecuencias de 0 a 40 Hz. En términos generales, se pensó iniciar con un ruido blanco, el registro SCT-85 y posteriormente ir aplicando los registros sintéticos en orden de magnitud creciente. Sin embargo, debido a las variaciones en la configuración del modelo, se varió la aplicación de los registros para cada configuración, las cuales se especifican en el apartado 4.11.

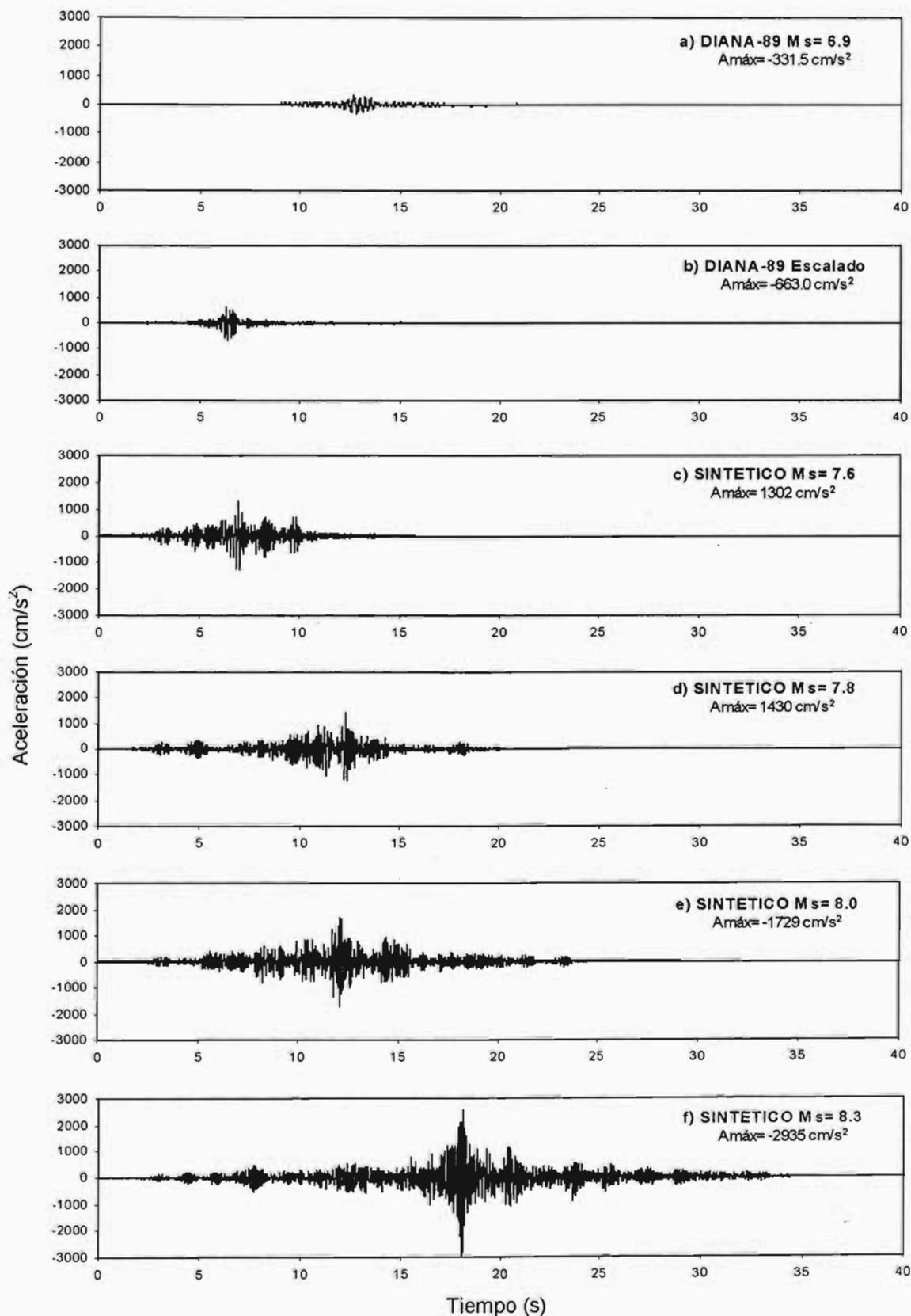


Figura 4.17 Registros de aceleración de los sismos sintéticos

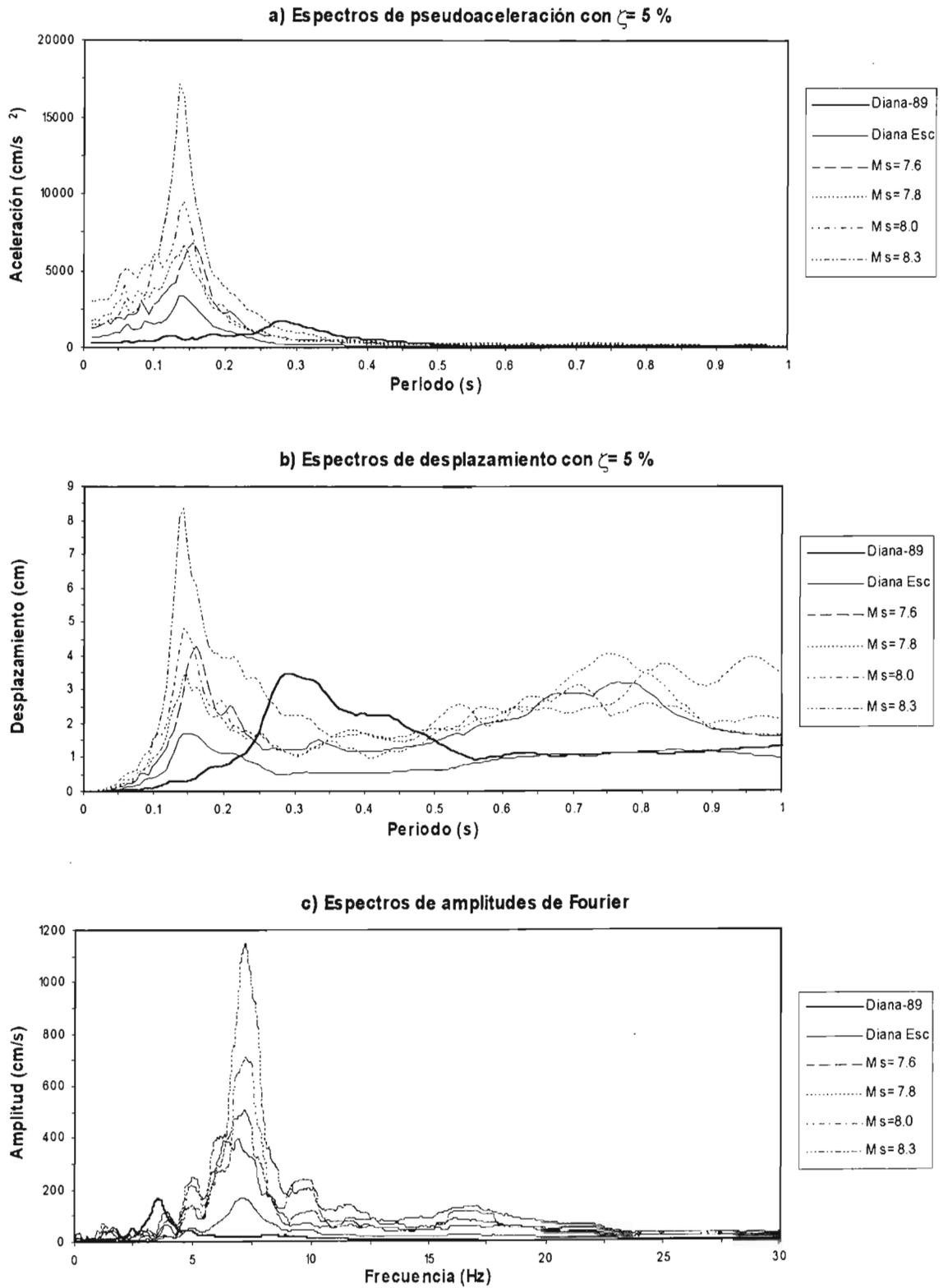


Figura 4.18 Espectros de respuesta de los registros

4.9 PROCESO CONSTRUCTIVO

La construcción del modelo se realizó con el trabajo simultáneo de dos albañiles. Se inició con la nivelación de la cimentación y con el armado del acero de refuerzo de la dala de concreto. En esta etapa se realizó el marcado de ejes y longitudes con lo cual se definió el espacio para la colocación de los 28 castillos del modelo. Los castillos habían sido armados e instrumentados con anterioridad por lo que se procedió a colocarlos y anclarlos por medio de ganchos de 15 cm doblados a 90 grados y amarrados a las varillas de la dala.

Para el colado de la dala de cimentación se utilizó concreto con resistencia nominal de 300 kg/cm² con TMA igual a 19 mm. El concreto fue diseñado y mezclado mecánicamente en las instalaciones del laboratorio. Para asegurar una mayor adherencia entre los muros de mampostería y la dala de cimentación, se creó una superficie rugosa en el concreto cuando éste aún se mantenía en estado fresco.

Los muros de mampostería fueron construidos con tabique rojo recocido del municipio de Chalco en el Estado de México. Las medidas nominales fueron de 3 x 6 x 12 cm, sin embargo, se obtuvieron piezas con variaciones en la forma y tamaño por lo que se decidió someterlos a un proceso de lijado lo que permitió obtener piezas con dimensiones prácticamente nominales.

Para la pega de tabique se utilizó mortero de cemento:cal:arena con proporción volumétrica 1:0.5:3.5, diseñado como tipo I con una resistencia nominal a la compresión de 125 kg/cm². Los materiales se midieron por peso, mientras que, la cantidad de agua también fue medida para obtener valores de fluidez del 110 %. El mezclado se realizó mecánicamente, además, con la finalidad de evitar una posterior adición de agua, siempre se realizó la misma cantidad de mortero la cual fue estimada para utilizarse en un lapso de dos horas.

Los muros en su altura estaban compuestos de 31 hiladas con una altura total de 108.5 cm. Debido al reducido espacio en los castillos y previendo dificultades en su estabilidad al momento de construirlos, se decidió construir todos los muros del modelo hasta la hilada No. 15 (52.5 cm) y hasta esa altura cimbrar y colar los castillos. Posteriormente el proceso se repitió para completar los muros y castillos hasta su altura total.

De acuerdo con la práctica y con la finalidad de tener una mejor adherencia de la mampostería con los castillos, se llevó al cabo la construcción dentada del tablero de mampostería, desbastando las piezas antes de unir las con el mortero. Lo anterior dio como resultado que los castillos no formaran una sección cuadrada, y que se perdiera la dimensión teórica de 6 cm en una de las direcciones del castillo.

El concreto de los castillos se diseñó para una resistencia nominal a la compresión de 200 kg/cm² con TMA igual a 9 mm. Debido a la cantidad de materiales, los agregados fueron guardados en tolvas semi-cubiertas, por lo que previo a la realización de una mezcla, se aislaba la cantidad a utilizar, se uniformizaba, se realizaba la prueba de humedad y se guardaba en bolsas de plástico hasta su utilización.

La losa del modelo se coló monóticamente con las dalas de los muros. Debido a la cantidad de concreto (un metro cúbico), se adquirió concreto premezclado; sin embargo, en las zonas de la losa en las que se previeron deformaciones de flexión (fig 4.18) se usó el mismo tipo de concreto que el utilizado en los castillos. Ambos concretos, el premezclado y el realizado en obra, fueron diseñados con una resistencia nominal a la compresión de 200 kg/cm² y agregado grueso con TMA igual a 9 mm. En el apéndice A de materiales, se muestra una descripción detallada del proporcionamiento y procedimientos utilizados para producir los diferentes tipos de concretos utilizados en el modelo.

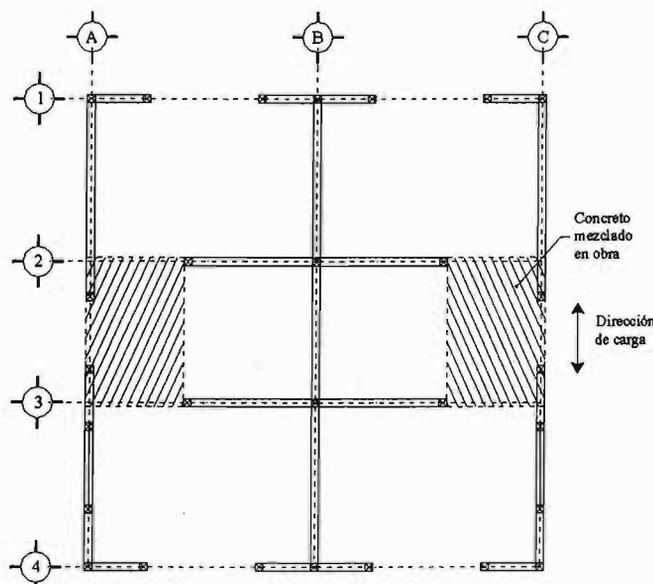


Figura 4.19 Distribución del concreto en la losa del modelo

Simultáneamente a las actividades de construcción, se inició un estudio de materiales que tuvo por objetivo conocer las propiedades mecánicas de los materiales con los cuales se estaba construyendo el modelo. Para la mampostería y concreto, se tomaron muestras para realizar ensayos a los 28 días y a la fecha del ensayo del modelo. Las muestras se tomaron con los mismos materiales con los cuales, en ese momento, se estaban construyendo los muros. Si bien en el apéndice se describe con detalle los ensayos realizados, a continuación se describen las características y resultados más notables.

Para la mampostería, se construyeron dos tipos de muestras: a) pilas para obtener la resistencia a la compresión, f_m^* , y el módulo de elasticidad, E_m , y b) muretes para conocer la resistencia a compresión diagonal, v_m^* y el módulo de rigidez, G_m . Además, para conocer la resistencia a la compresión del mortero, se construyeron cubos para ser ensayados a compresión simple (tabla 4.9). En resumen, los resultados para la mampostería se muestran en la tabla 4.9 y 4.10.

Para el concreto, se construyeron cilindros de 7.5 cm de diámetro por 15 cm de altura. Con ellos, se realizaron ensayos para obtener la resistencia a la compresión, f'_c , el módulo de elasticidad, E_m , y la resistencia a la tensión, f_t . Los valores medios se muestran en las tablas 4.11 y 4.12.

Tabla 4.9 Valores medios de la resistencia a la compresión del mortero

Elemento	Edad (días)	Resistencia (kg/cm ²)	C.V. (%)
Promedio global	28	153	23.3
	151-164*	201	23.2

1 Los valores reportados corresponden al promedio de 42 probetas

2 * Fecha de ensayo del modelo

Tabla 4.10 Valores medios de la resistencia y rigidez de la mampostería

Tipo de prueba	Experimental, kg/cm ²		Teórico, kg/cm ²	
Resistencia a la compresión	$f_m^1 = 71$	$E^1 = 16,624$	$f_m^2 = 25$	$E^3 = 15,000$
Resistencia al cortante	$v_m^1 = 11.7$	$G^1 = 12,744$	$v_m^2 = 3.5$	$G^4 = 6,000$

1 Valor promedio obtenido del ensaye de 12 especímenes con una edad de 150 días

2 Valor indicativo recomendado por las NTCM

3 Valor obtenido mediante la relación $E = 600f_m^*$

4 Valor obtenido mediante la relación $G = 0.4 E$

Tabla 4.11 Valores medios de la resistencia y rigidez del concreto

Elemento	Edad	Resistencia, f_c		Módulo de elasticidad, E		
	(días)	Probetas	(kg/cm ²)	Probetas	(kg/cm ²)	$\alpha = E / \sqrt{f_c}$
Dala de cimentación	28	3	292	2	153,606	8,989
	176*	3	336	2	181,315	9,892
Castillos	28	24	227	13	160,155	10,630
	146*	20	267	13	181,473	11,106
Dala y losa (Concreto MV)	28	3	264	2	190,639	11,733
	135*	3	289	2	184,583	10,858
Dala y losa (Concreto premezclado)	28	3	251	2	176,597	11,147
	135*	3	262	2	165,249	10,209

* Fecha de ensaye del modelo

Tabla 4.12 Valores medios de la resistencia a la tensión del concreto, f_t

Elemento	Edad (días)	Resistencia, f_t (kg/cm ²)	CV (%)
Castillos	28	23	12.9
	146*	23	15.5

1 Los valores reportados corresponden al promedio de 10 probetas

2 * Fecha de ensaye del modelo

En lo que sigue, se describirán algunas actividades que formaron parte de la construcción del modelo. En la figura 4.20 se muestra la cimentación con la dala de concreto recién colada. Antes de vaciar el concreto, los castillos ya habían sido instrumentados y colocados en su lugar. En la figura 4.21 se muestra la construcción de la primera mitad de los muros del eje C.

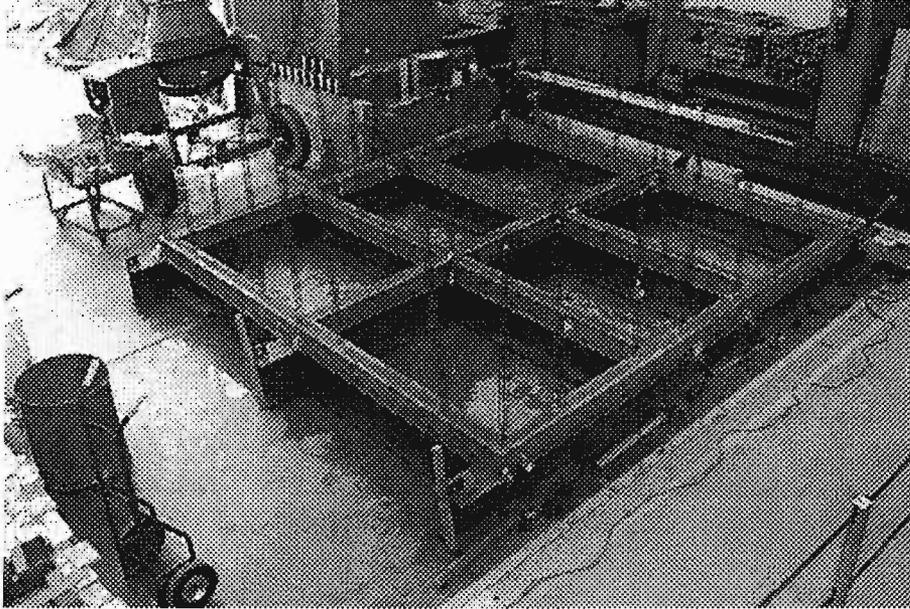


Figura 4.20 Dala de cimentación



Figura 4.21 Construcción de la primera mitad de los muros

En la figura 4.22, se muestra la primera mitad de los muros y los castillos, puede observarse, que los castillos no presentaron oquedades. En la figura 4.23, se observa cuando el modelo estaba listo para colocar la cimbra de castillos y dalas de ventana.

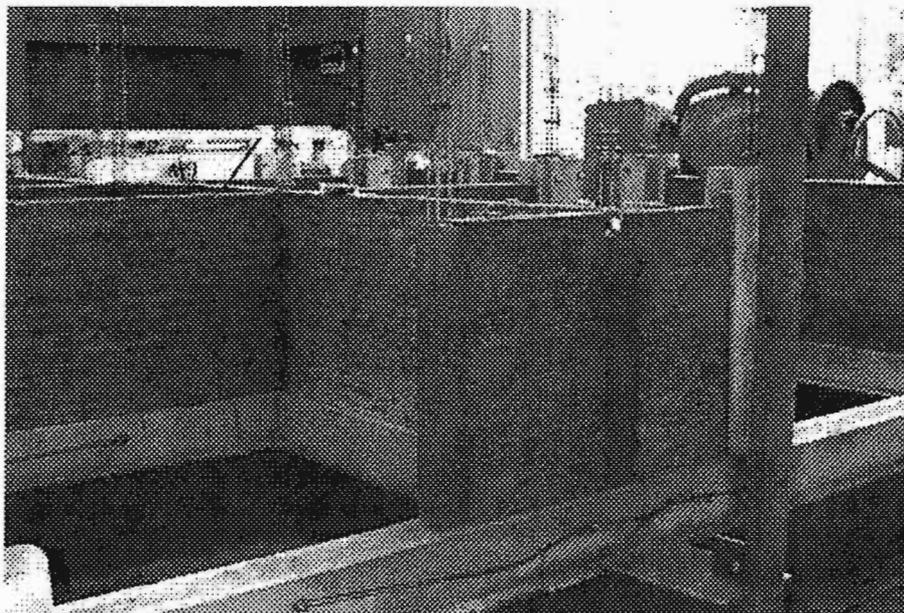


Figura 4.22 Primera mitad de muros y castillos terminada

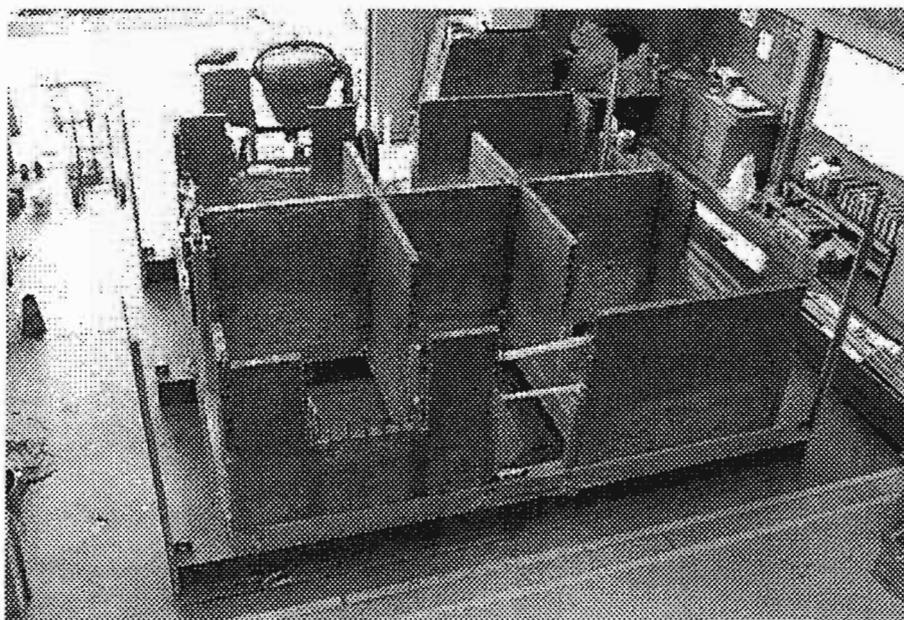


Figura 4.23 Construcción de la segunda mitad del modelo

En la figura 4.24 se muestra el modelo con los muros y castillos terminados y preparado para colocar el armado de la dala de cerramiento. Después de esto, se colocó la cimbra de madera y el acero de refuerzo de la losa de azotea (fig 4.25).

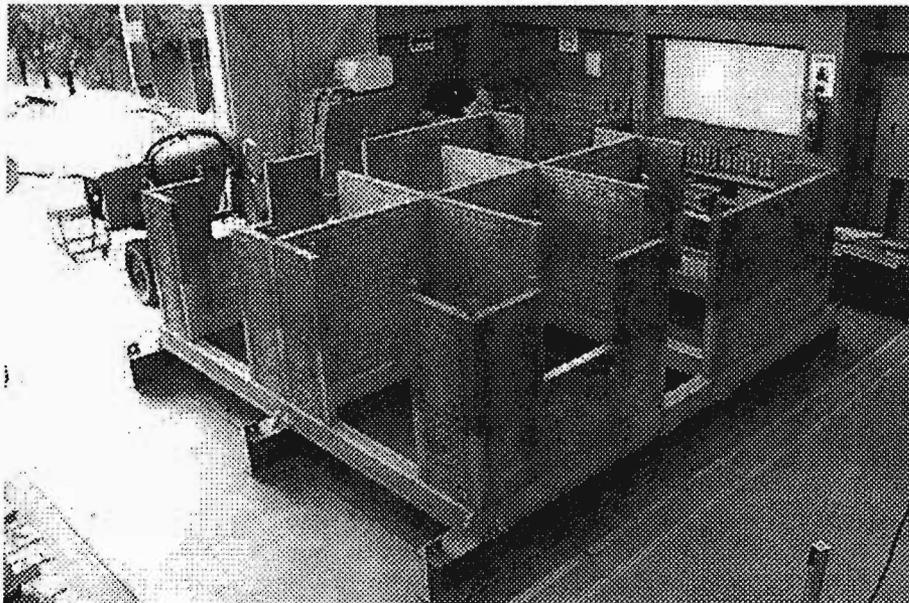


Figura 4.24 Muros y castillos terminados

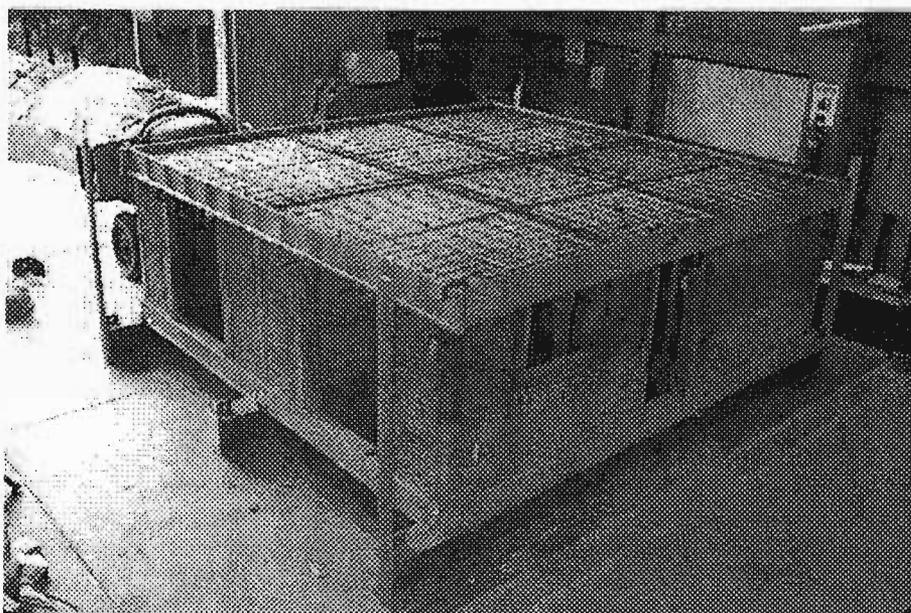


Figura 4.25 Acero de refuerzo en losa y dala de cerramiento

En la figura 4.26 se muestra el modelo totalmente construido. Con la finalidad observar mejor las grietas que se formarían al ensayar el modelo, las caras externas de los muros fueron pintadas de blanco, después de esto, el modelo fue transportado a la mesa vibradora (fig 4.26), en la cual se instrumentó y se le colocaron las barras de plomo que constituyeron la masa adicional. En la figura 4.27, puede observarse además, el mecanismo de izaje del modelo y a la izquierda, uno de los marcos de instrumentación.

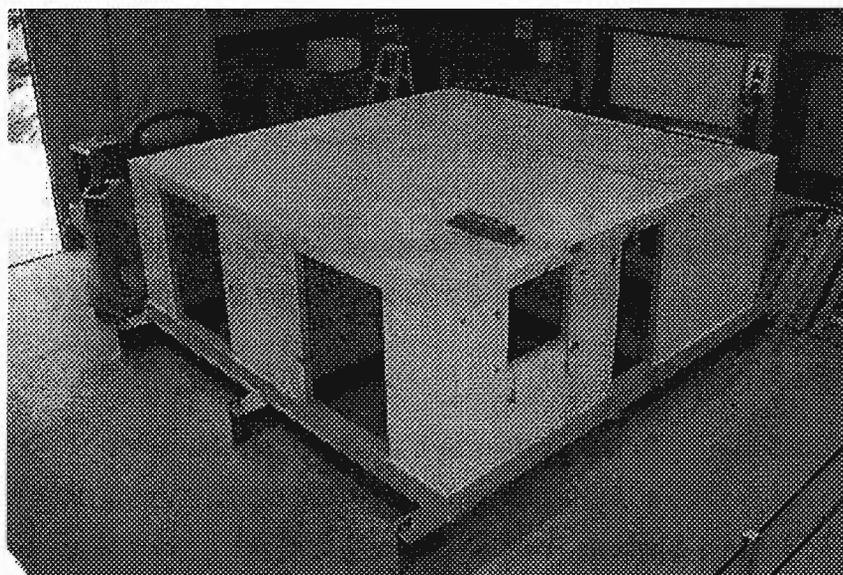


Figura 4.26 Modelo terminado y pintado

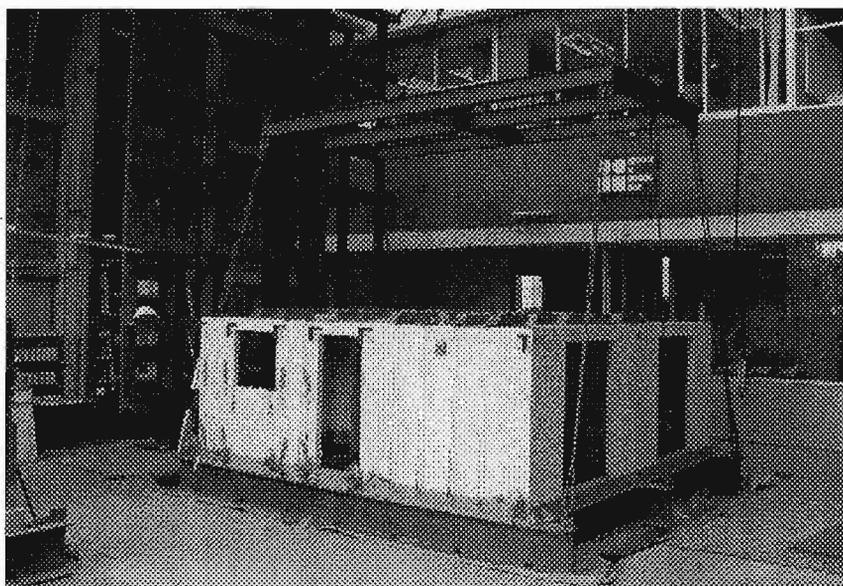


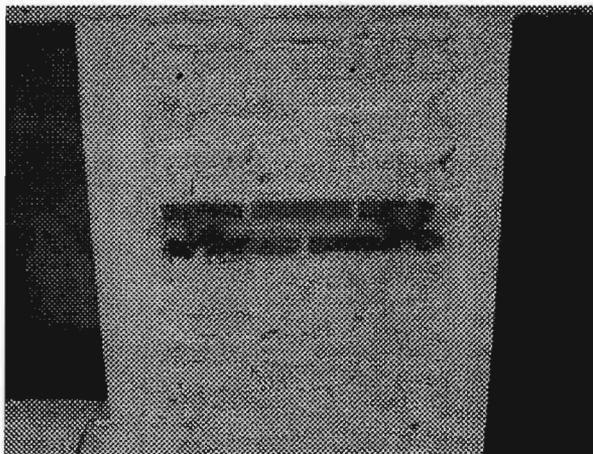
Figura 4.27 Montaje del modelo en la mesa vibradora

4.10 ESTADO INICIAL DE DAÑO EN EL MODELO

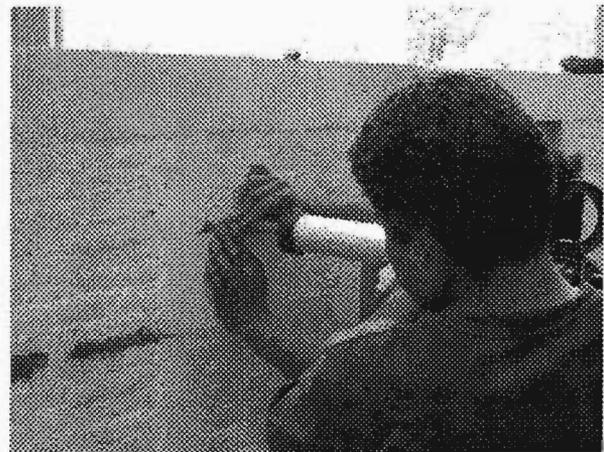
Quizá uno de los aspectos más difíciles de controlar fue el cimbrado de los castillos sin causar daño en los muros construidos. A pesar de las precauciones, accidentalmente se aplicaron fuerzas fuera del plano que ocasionaron un agrietamiento horizontal en la mitad del muro en la que se estuviera trabajando. Los muros adyacentes a la abertura en forma de ventana fueron las más susceptibles de presentar esta falla, siendo los muros MS3, MN3 y ME3 los elementos que presentaron este agrietamiento.

Otra situación de daño inicial se generó en los muros MN4 y MS4 debido a un desnivel relativo entre los perfiles de acero de la cimentación. Al momento de fijar la cimentación a la mesa se produjo una flexión en los perfiles que dio por consecuencia un agrietamiento horizontal en la base de los dos muros señalados. Se consideró que estos agrietamientos no interferían en el modo de falla de los muros; sin embargo, sí afectó a la rigidez a flexión y consecuentemente, la rigidez total del modelo.

El estado de agrietamiento inicial del modelo se trató de minimizar realizando una inyección de resina epóxica en las grietas de las mochetas MS3 y MN3. Como se muestra en la figura 4.28, el método de inyección fue bastante simple; sin embargo, no se realizó prueba alguna para confirmar la restauración de la adherencia entre las dos partes. Sin embargo, durante el ensaye del modelo no se observó daño (agrietamientos) en las grietas reparadas.



a) Muro MN3



b) Muros ME2 y ME3

Figura 4.28 Agrietamiento inicial en el modelo

4.11 VARIACIONES EN LA CONFIGURACIÓN DEL MODELO ORIGINAL Y PROGRAMA DE PRUEBAS

En la actualidad, se ha hecho referencia a la baja calidad de los tabiques de barro recocido que se producen de manera artesanal (Hernández, *et al.* 1996). Contrario a lo anterior, las piezas adquiridas para la construcción del modelo tuvieron resistencia a la compresión, f_p , y a la compresión diagonal, v_m^* notablemente altas, con valores medios de 120 kg/cm² y 11.7 kg/cm², respectivamente. Cabe resaltar, que los resultados fueron semejantes para los especímenes de tamaño modelo y prototipo (Apéndice A).

Como resultado, el modelo presentó una elevada rigidez y resistencia en comparación con la capacidad de la mesa vibradora, por lo que se debieron realizar variaciones en el modelo original en lo referente a la configuración de muros y cantidad de masa adicional. Esto dió como resultado el surgimiento de cuatro sub-modelos a partir del modelo original.

En la tabla 4.13 se muestra la variación de la cantidad de masa del modelo. El peso total se calculó con las dimensiones reales de los elementos del modelo y tomando un peso volumétrico igual a 1600 kg/m³ para la mampostería. El peso para sismo o de excitación se calculó tomando en cuenta la mitad de los muros que se supone entran en vibración con la losa del modelo, los valores medidos en las dimensiones de los elementos y los pesos volumétricos de los materiales del modelo.

Tabla 4.13 Distribución de masas en los modelos

Modelo	Peso, kg	
	Total	Sismo
M1SRSC	5344	4415
M1SRSC-M	5222	4293
M1SRSC-A	5172	4243
M1SRSC-B	6726	5797
M1SRSC-C	7212	6283

En la tabla 4.14 se muestran las modificaciones, así como el programa de pruebas para cada una de ellas. Como se mencionó en su momento, se aplicó un ruido blanco antes y después de la aplicación de un registro sísmico.

Tabla 4.14 Etapas de ensaye y programa de pruebas

Etapa	Modelo	Descripción del modelo	Registros
I	M1SRSC	Modelo original con 30 barras de plomo en la losa (1500 kg) y el agrietamiento inicial descrito.	SCT-85
			$M_S=7.6$
			$M_S=7.8$
			$M_S=8.0$
			$M_S=8.3$
II	M1SRSC-M	Se retiraron los muros MC1 y MC3 del eje central.	SCT-85
			$M_S=7.6$
			$M_S=7.8$
			$M_S=8.0$
			$M_S=8.3$
III	M1SRSC-A	Se ranuró verticalmente el muro central MC2, además, los muros ME5, ME6, MO5 y MO6 se desligaron de los castillos CE7 y C07.	SCT-85
			$M_S=7.6$
			$M_S=7.8$
			$M_S=8.0$
			$M_S=8.3$
IV	M1SRSC-B	Se adicionaron 32 barras de plomo (1600 kg) repartidas de manera simétrica en la losa del modelo.	$M_S=8.3$
			$M_S=7.6$
			$M_S=7.8$
			$M_S=8.0$
			$M_S=8.3$
V	M1SRSC-C	Se adicionaron 10 barras de plomo (500 kg) repartidas de manera simétrica en la losa de modelo.	$M_S=8.3$
			$M_S=8.0$
			$M_S=8.3 \times 1.25$
			$M_S=8.3 \times 1.50$
			$M_S=8.3 \times 1.75$
			$M_S=8.3 \times 1.50$

4.12 INSTRUMENTACIÓN DEL MODELO

El modelo se instrumentó con tres tipos de sensores: transductores de desplazamiento, de aceleración y deformímetros eléctricos. En total se colocaron 67 sensores: 25 transductores de desplazamiento, 10 acelerómetros y 32 deformímetros. Los sensores fueron colocados de una manera distribuida en todo el modelo. Sin embargo, sólo los muros de la fachada Norte fueron instrumentados con transductores de desplazamiento para medir deformaciones angulares y verticales y sólo durante la parte inicial del experimento se instrumentó un muro del eje central que posteriormente fue retirado. Para hacer referencia a los muros del modelo se siguió la nomenclatura de la figura 5.1.

Los desplazamientos fueron medidos con transductores de cable y del tipo DCDT. El primero mide mediante un cable flexible y una bobina operada con un resorte. Su instalación es bastante simple ya que sólo es necesario montar el cuerpo en el marco de reacción y unir la punta del cable al punto de interés en el modelo. Para utilizar el DCDT fue necesario diseñar y construir un dispositivo (fig 4.29) que consta de una base de acrílico, una banda de hule y un alambre de piano. El alambre corre a lo largo de la diagonal del muro, teniendo un extremo adherido a la varilla del DCDT, mientras que, el otro extremo se mantiene unido al punto de interés en el muro de mampostería. El alambre se mantiene en tensión por medio de la banda de hule que se instala con un estiramiento inicial y que permanece constante a lo largo del ensaye. La placa de acrílico tiene instalado un balero que permite la rotación del transductor en el plano del muro y al mismo tiempo permite el paso de un tornillo adherido previamente al muro.

Las aceleraciones en el modelo fueron medidas con acelerómetros con rangos de medición de cero a ± 2 y ± 8 g. Los acelerómetros fueron colocados en una base cúbica de acrílico que a su vez estaba atornillada a una placa del mismo material (fig 4.30). La base se diseñó tomando como criterio obtener un cuerpo rígido y con ello evitar la alteración de la señal proveniente del modelo.

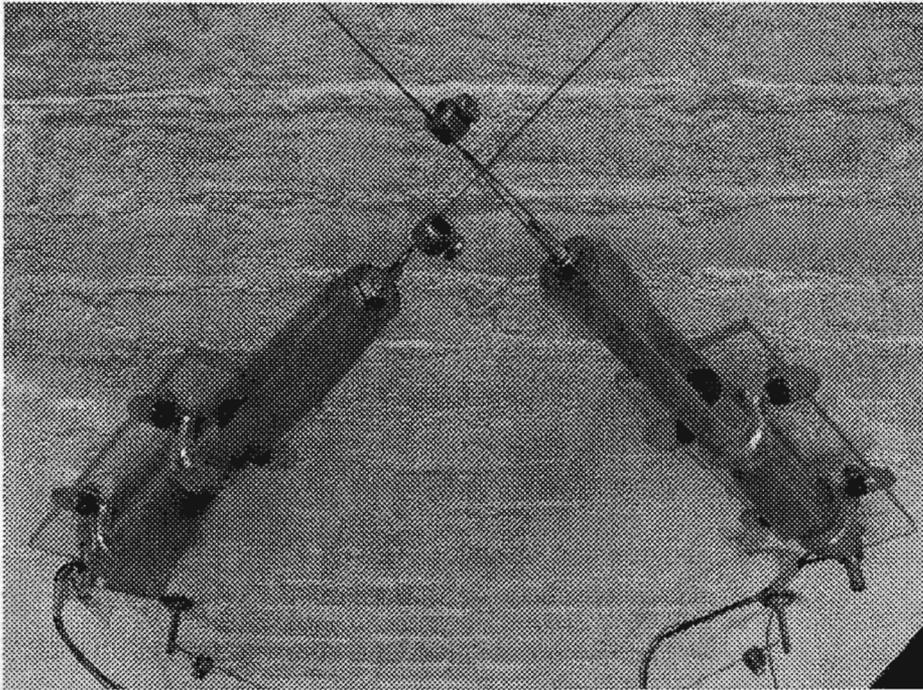


Figura 4.29 Dispositivo utilizado para los transductores de tipo DCDT

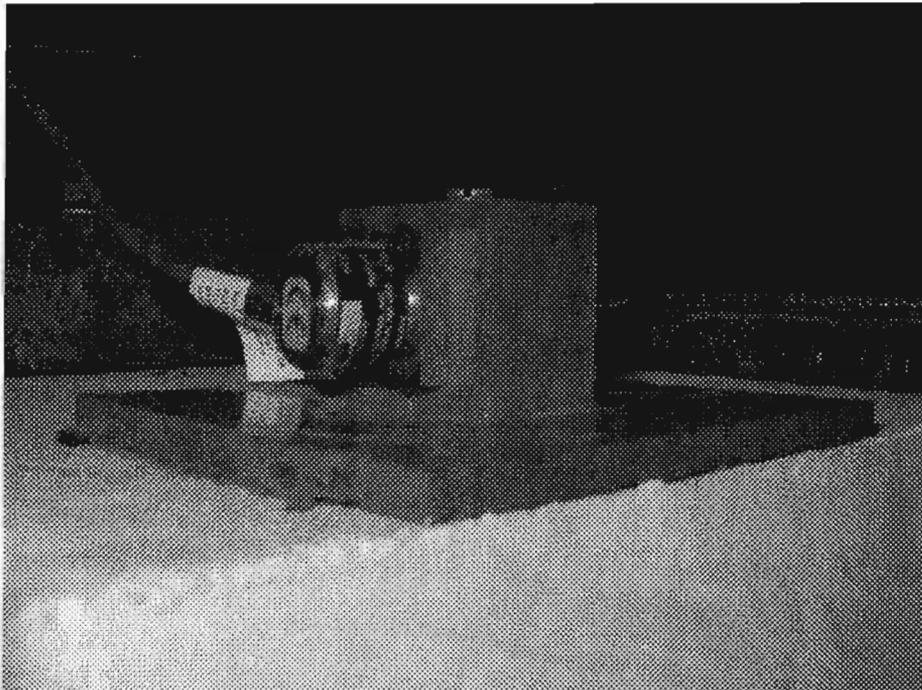


Figura 4.30 Base para la instalación de los acelerómetros

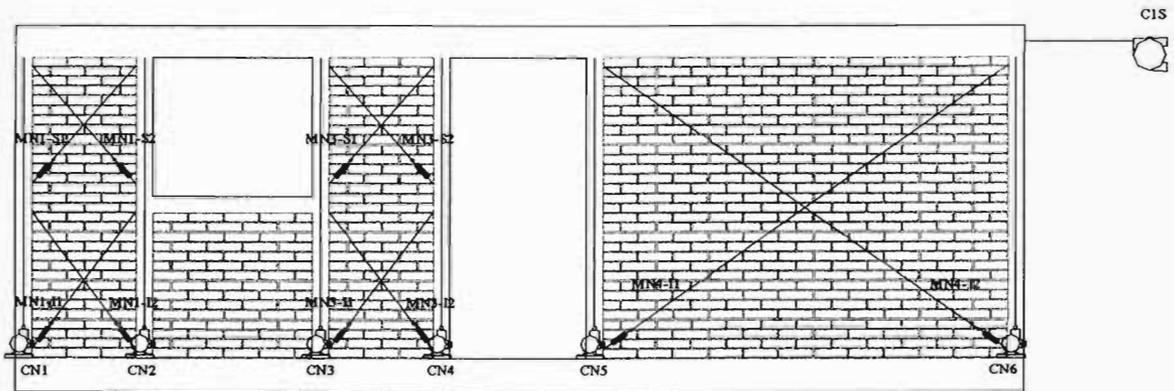
Los desplazamientos horizontales del modelo fueron medidos con transductores de desplazamiento, con intervalo de medición de 0 a 3810 mm. Los sensores fueron colocados en la fachada Oeste, tres en el castillo CO3 y uno más en cada castillo de esquina: CSO y CNO (fig. 4.31).

Los transductores de desplazamiento horizontal fueron instalados en el marco de referencia construido especialmente para el ensaye de los modelos (Alcocer *et al.* 2000). El marco consta de columnas de sección I de 12 x 26, vigas de sección I de 8 x 18 y elementos de apoyo de sección canal de 6 x 82 y está atornillado a la base de concreto reforzado que rodea la mesa vibradora (fig 4.27).

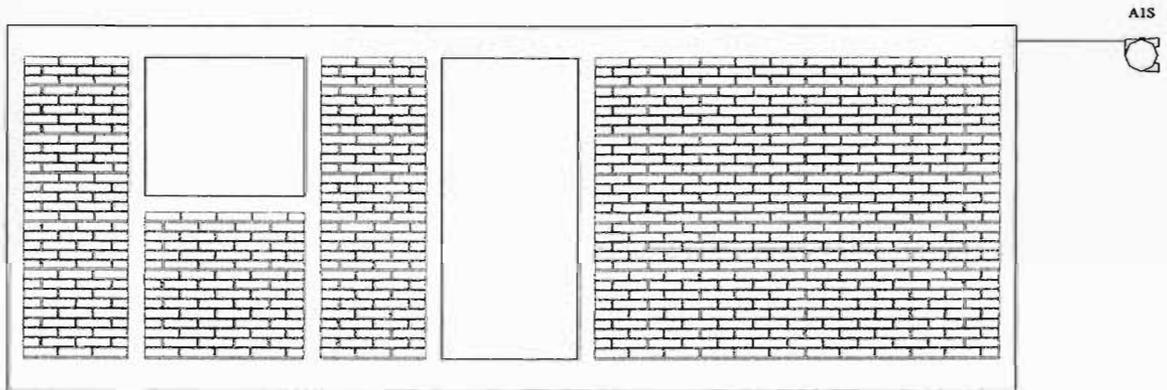
Los desplazamientos verticales del modelo fueron medidos con transductores de desplazamiento, con intervalo de medición de 0 a 1016 mm. Los transductores fueron colocados en una placa atornillada a la dala de concreto en la cimentación de tal manera que, el cable estuviera al centro de la sección del castillo. En total se instalaron seis transductores, uno en cada castillo de la fachada Norte (fig. 4.31)

Los desplazamientos angulares de la mampostería fueron registrados midiendo el cambio de longitud de las diagonales en los muros de la fachada Norte. Los desplazamientos fueron medidos con transductores de desplazamiento de tipo DCDT. En total se instrumentaron seis muros de mampostería: En los muros esbeltos ($H/L= 2.80$), los desplazamientos se midieron en las diagonales de la mitad inferior y superior de los muros MN1 y MN3 y en las diagonales del muro MN4 (fig 4.31).

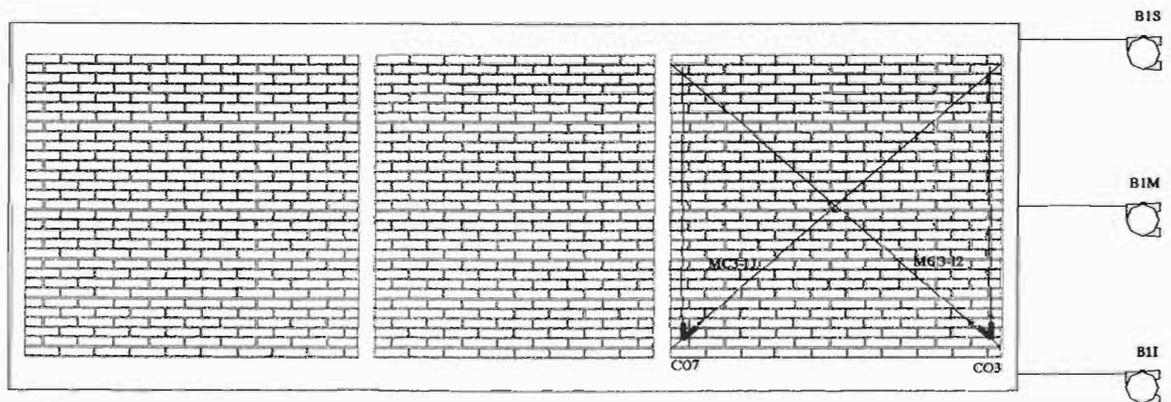
Sólo durante la parte inicial del experimento se instrumentó un muro del eje central que posteriormente fue retirado. Para medir los desplazamientos verticales y angulares se instalaron cuatro transductores de tipo DCDT, utilizando el dispositivo descrito.



a) Fachada Norte



b) Fachada Sur



c) Muro central

Figura 4.31 Transductores de desplazamiento en el modelo

Las deformaciones en el acero de refuerzo de los elementos de concreto fueron medidas con deformímetros eléctricos adheridos a las barras de acero. Se utilizaron deformímetros de 120Ω (fig. 4.32). La selección de los deformímetros se realizó tomando en cuenta su utilización en las barras de refuerzo longitudinal y transversal de diámetro 3/16 y 1/8 pulg, respectivamente. En total se instalaron 34 deformímetros distribuidos en los tres ejes de estudio del modelo (fig 4.33). En los castillos se instalaron 28: 16 en el acero longitudinal y 12 en el transversal mientras que en las dalas se instalaron ocho y en la losa se instalaron dos.

La superficie de las barras de refuerzo fue preparada en la parte donde se iba a colocar el deformímetro. Para el caso del acero longitudinal, las corrugaciones fueron retiradas con un esmeril, evitando una reducción excesiva que afectara la sección de la barra. Posteriormente, la superficie fue lijada hasta obtener una superficie lisa y brillante. Antes del ensaye del modelo, los deformímetros fueron revisados para comprobar su valor de resistencia y un posible aterrizaje con el acero de refuerzo, al respecto, sólo dos sensores resultaron con daño irreparable.

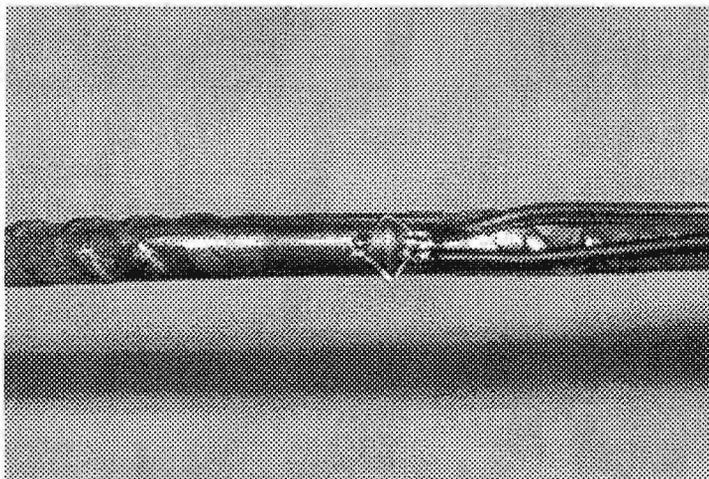


Figura 4.32 Instalación de un deformímetro en una barra longitudinal

Para medir la aceleración absoluta en la dirección de movimiento de la mesa se colocaron ocho acelerómetros: tres al nivel de la losa, tres al nivel de la última hilada de los muros MN4, MS4 y MCO y dos más en la base del modelo. Para medir las aceleraciones en la dirección perpendicular al movimiento de la mesa se colocaron dos acelerómetros en la losa del modelo (fig 4.34).

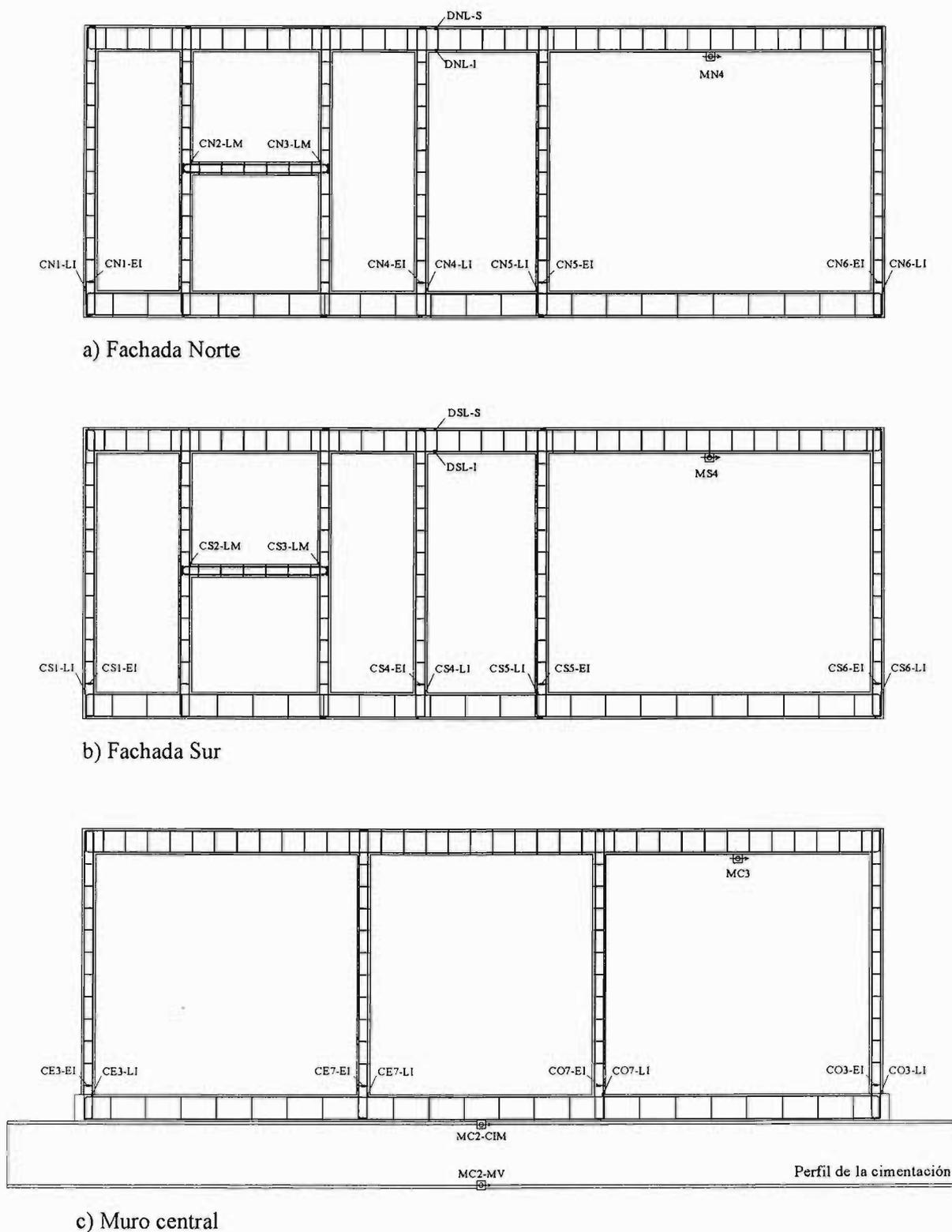


Figura 4.33 Instalación de acelerómetros y deformímetros en los muros del modelo

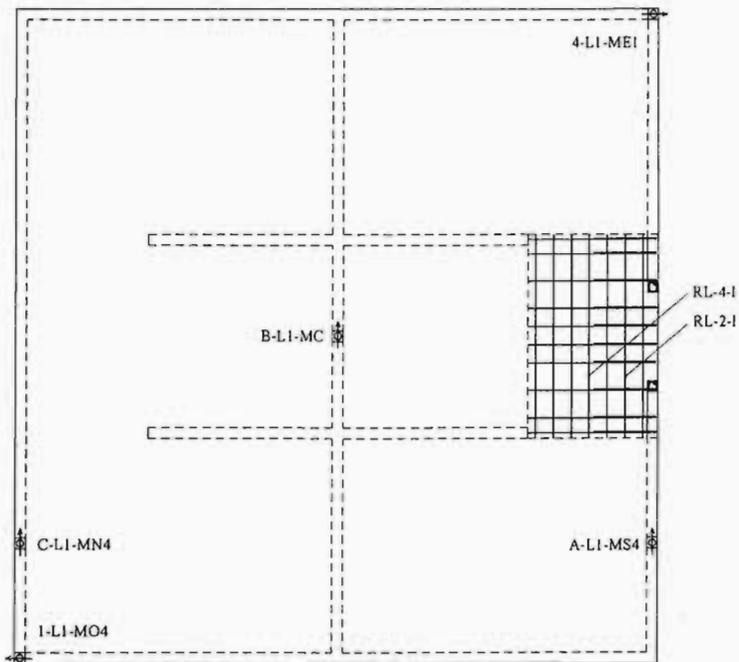


Figura 4.34 Instalación de acelerómetros y deformímetros en la losa del modelo

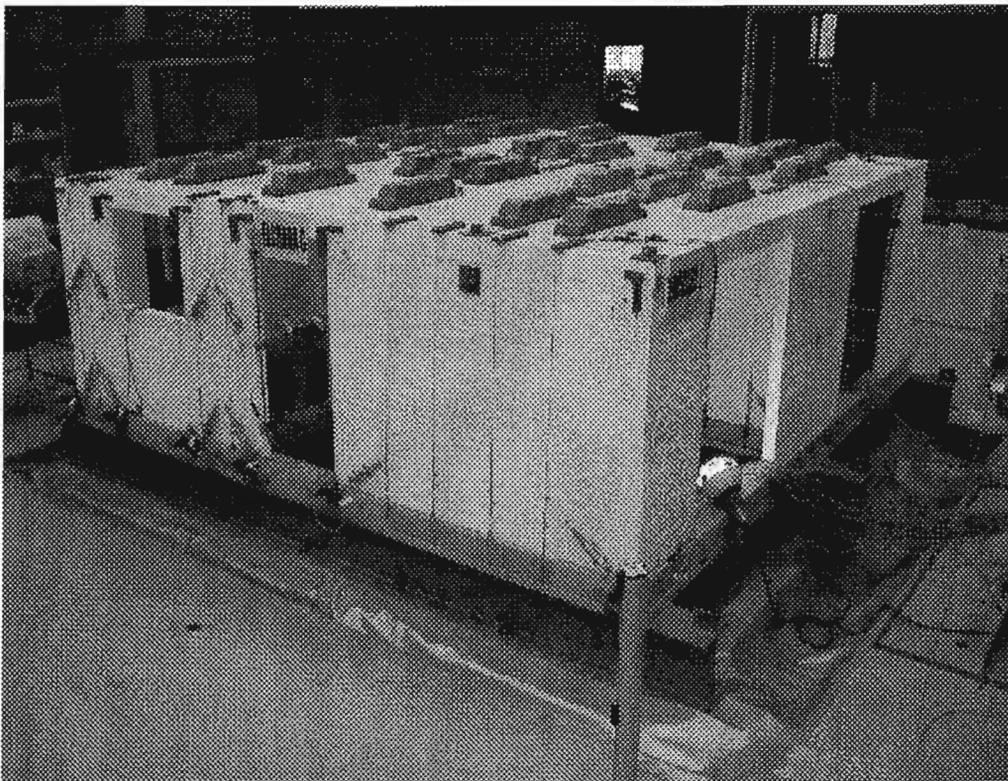


Figura 4.35 Modelo instrumentado

4.13 SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS (Alcocer y Mendoza, 1999)

La mesa vibradora cuenta con un sistema de captura de datos con capacidad para 96 canales. La captura de los 96 canales está distribuida en seis tarjetas electrónicas, cada una con 16 entradas de señal analógica. Para los 96 canales, se cuenta con 100 acondicionadores (los acondicionadores son los elementos encargados de modificar y preparar la señal proveniente del transductor), 52 acondicionadores permiten realizar un filtrado analógico con una frecuencia fija de 100 Hz, mientras que, 48 pueden realizar el filtrado analógico a frecuencia variable.

De acuerdo con las frecuencias de interés en el M1, resultaba intrascendente filtrar todos los canales a 100 Hz, por otro lado, filtrar analógicamente sólo 48 canales hubiera creado un desfaseamiento en las señales filtradas y no filtradas. Por tal motivo se decidió que durante la captura de la respuesta no se aplicaría el filtrado analógico.

La falta de aplicación del filtrado analógico causó que la señal capturada estuviera contaminada por otras señales, que quizá fueron provenientes del equipo eléctrico en las instalaciones de laboratorio. Debido a la cantidad alta de canales por capturar y la capacidad de equipo de computo no fue posible seguir en tiempo real el comportamiento del modelo. Sólo se revisaron los desplazamientos máximos obtenidos en cada registro aplicado.

La captura de las señales de los 96 canales, por medio de seis tarjetas de captura de datos se realizó mediante un programa instalado en la computadora industrial. La señal de respuesta se capturó a 300 Hz y se generó un archivo binario por cada sismo o ruido blanco aplicado.

4.14 PROCESAMIENTO DE SEÑALES

El procesamiento de señales inició con el respaldo de los archivos binarios generados por el sistema de adquisición de datos y mediante un programa de visualización se generaron archivos de texto, uno por cada sensor. En este programa sólo se aplicó una corrección de la línea base para posteriormente aplicar un tratamiento particular para cada tipo de señal.

El procesamiento de señales se realizó con el programa DEGTRA y una hoja de cálculo comercial. En la etapa de resultados se especificará el tratamiento específico para cada señal obtenida.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.1 INTRODUCCIÓN

La instrumentación del modelo y la aplicación de los registros de aceleración y de ruido blanco, permitieron obtener una gran cantidad de datos en términos de aceleración, desplazamiento y deformaciones. A continuación, se muestran algunos de los resultados que permiten establecer el comportamiento dinámico del modelo.

5.2 DESCRIPCIÓN DE DAÑOS

Para la descripción de los daños se hace referencia a la nomenclatura de muros y castillos de la figura 5.1. Las distorsiones, cortantes basales y coeficientes sísmicos máximos del modelo, se muestran en la tabla 5.1. En el apéndice B, se muestra, con mayor detalle, el patrón de agrietamientos de cada registro aplicado.

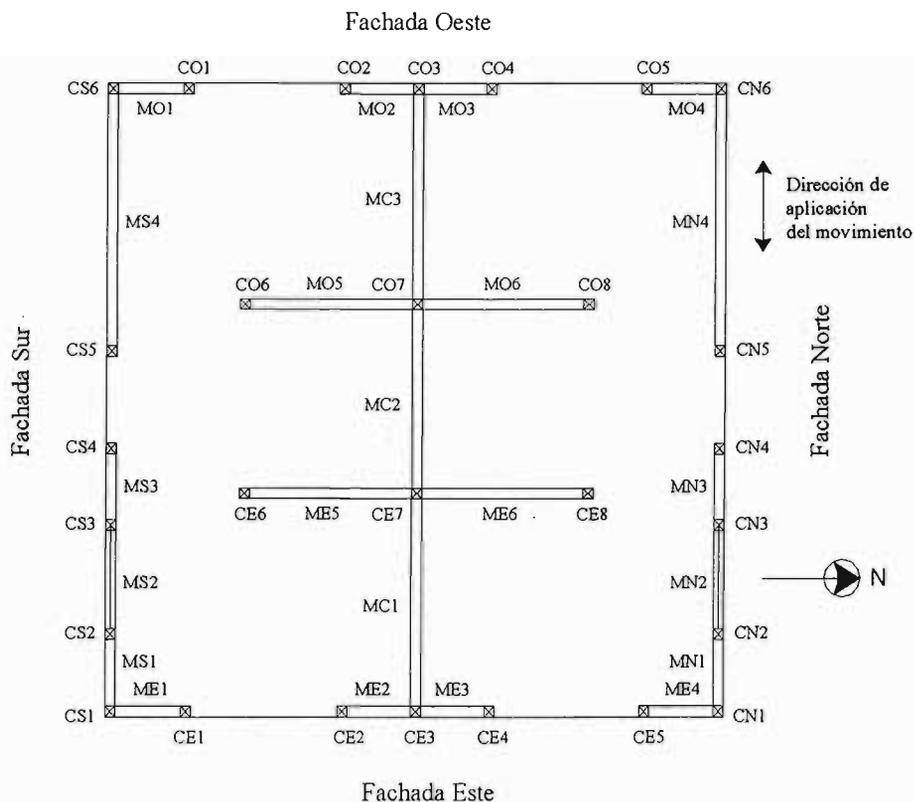


Figura 5.1 Nomenclatura para la identificación de elementos

Tabla 5.1 Cortantes basales, coeficientes sísmicos y distorsiones máximas

Modelo	Registro aplicado	Cortante (tf)	c (g)	Distorsión (%)	Agrietamientos en el modelo	
M1SRSC	SCT-85	0.8	0.14	-	Durante la aplicación de estos sismos, el agrietamiento inicial no se modificó sustancialmente (ver Apéndice B).	
	Ms=7.6	8.7	1.62	0.12		
	Ms=7.8	8.7	1.62	0.13		
	Ms=8.0	10.3	1.92	0.15		
	Ms=8.3	14.7	2.76	0.22		
M1SRSC-M	SCT-85	1.1	0.20	-		
	Ms= 7.6	10.7	2.04	0.20		
	Ms= 7.8	11.1	2.12	0.20		
	Ms= 8.0	13.2	2.53	0.20		
	Ms= 8.3	18.6	3.56	0.30		
M1SRSC-A	SCT-85	0.7	0.14	-		
	Ms= 7.6	10.0	1.93	0.19		
	Ms= 7.8	9.9	1.90	0.18		
	Ms= 8.0	13.0	2.52	0.22		
	Ms= 8.3	17.1	3.30	0.32		
M1SRSC-B	Ms= 8.3	19.8	3.83	0.34		Primer AI en el MN1
	Ms= 7.6	13.1	1.95	0.25		AH en el muro MS2
	Ms= 7.8	15.3	2.28	0.26		AI en el muro MN3
	Ms= 8.0	19.4	2.89	0.33		AH en los muros cabeceros
	Ms= 8.3	21.3	3.17	0.51		AI en los muros MS1, MS3, MN1 y MN3
M1SRSC-C	Ms= 8.3	23.2	3.45	0.65	AI en los muros MS1 y MS3	
	Ms= 8.0	27.8	3.86	0.58	AH en castillos, losa y muros cabeceros	
	Ms= 8.3	30.1	4.18	0.67	AI en el muro MC2	
	Ms= 8.3x1.25	29.0	4.01	0.72	Penetración de las grietas en los castillos	
	Ms= 8.3x1.50	28.9	4.01	1.11	Plegamiento del acero en los castillos	
	Ms= 8.3x1.75	26.3	3.64	1.83	AH, AV, AI en los muros cabeceros	
	Ms= 8.3x1.50	17.4	2.41	1.68	Sin nuevos agrietamientos	

Notas:

- 1 AI: Agrietamiento inclinado
- 2 AH: Agrietamiento horizontal
- 3 AV: Agrietamiento vertical

El agrietamiento inicial se distribuyó de manera simétrica en las dos fachadas de estudio, norte y sur. En ambas fachadas, los muros N1 y S1 presentaron agrietamientos horizontales en la primera junta de mortero, justo arriba de la cimentación. En los muros N4 y S4 se formaron varias grietas horizontales, distribuidas en las primeras tres hiladas, con anchuras de grietas de 0.1 a 0.35 mm. Hasta la aparición del primer agrietamiento inclinado, el agrietamiento inicial prácticamente se mantuvo sin cambios.

Durante el último sismo de la tercera etapa de ensaye, el $M_s= 8.3(2)$, con un coeficiente sísmico de 3.83 y una distorsión máxima de 0.34 %, se formó el primer agrietamiento inclinado en la mitad inferior del muro MN1. La grieta, con una anchura máxima de 0.2 mm, se extendió a través de la longitud del muro aunque no penetró en los castillos (fig 5.2).

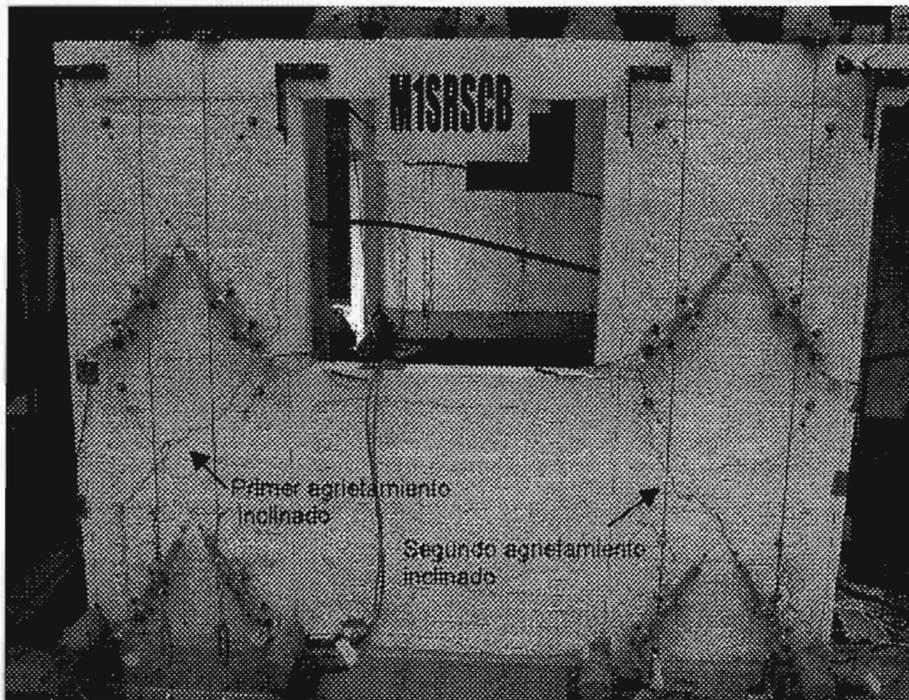


Figura 5.2 Agrietamiento en la fachada Norte al final del sismo $M_s= 8.0$ de la cuarta etapa

Durante el registro $M_s= 7.8$ de la cuarta etapa, con coeficiente sísmico de 2.28 y una distorsión máxima de 0.26 %, se formó una grieta inclinada de 24 cm con una anchura máxima de 0.10 mm en la mitad inferior del muro MN3. La grieta no llegó a los castillos, sin embargo, con la aplicación del siguiente registro, el $M_s= 8.0$, con un coeficiente sísmico de 2.89 y una distorsión máxima de 0.33 %, la grieta inclinada, con anchura máxima de 0.15 mm, se extendió hasta penetrar, incipientemente, en los castillos de la ventana y la puerta (fig 5.2).

En este sismo se identificaron los primeros agrietamientos en los muros cabeceros, los cuales consistieron en grietas horizontales en los muros MO2, MO4, ME1 y ME4. Ninguna grieta logró penetrar los castillos y todas presentaron anchuras de 0.05 mm.

Con la aplicación del siguiente registro, el $M_s = 8.3(1)$, se calculó un coeficiente sísmico de 3.17 y una distorsión de 0.51 %. En la mitad inferior de los muros MS1 y MS3 se formaron grietas inclinadas, verticales y horizontales con anchura máxima de 0.4 mm. En la mitad superior de los muros MN1 y MN3 se formaron grietas inclinadas, con anchura máxima de 0.25 mm. Cabe resaltar que las grietas inclinadas de la mitad inferior de los muros presentaron anchuras máximas de 0.6 mm.

Durante el registro $M_s = 8.3(2)$, con un coeficiente sísmico de 3.45 y una distorsión máxima de 0.65 % se formaron grietas inclinadas en la mitad superior de los muros MS1 y MS3. En ambos casos las grietas penetraron los castillos y presentaron anchos de grieta máximos de 0.20 mm. En las cuatro grietas inclinadas de los muros MN1 y MN3 se midieron anchos de grieta máximos de 0.7 mm, excepto en el caso del muro MN3, donde la grieta inclinada inferior midió una anchura máxima de 1.1 mm.

Hasta este registro, los muros MN4 y MS4 no habían presentado daños significativos, excepto por grietas verticales en forma de zig-zag que mostraban la tendencia del muro a separarse de los castillos, sin embargo, antes de iniciar con la quinta etapa de ensaye, debido a un movimiento accidental de la mesa vibradora, en la parte inferior de estos muros se formaron agrietamientos inclinados y horizontales con anchos de grieta máximos de 1.6 mm (fig B.10). En el resto de los muros sólo se formaron desconchamientos de mampostería y grietas horizontales en los castillos (fig 5.3).

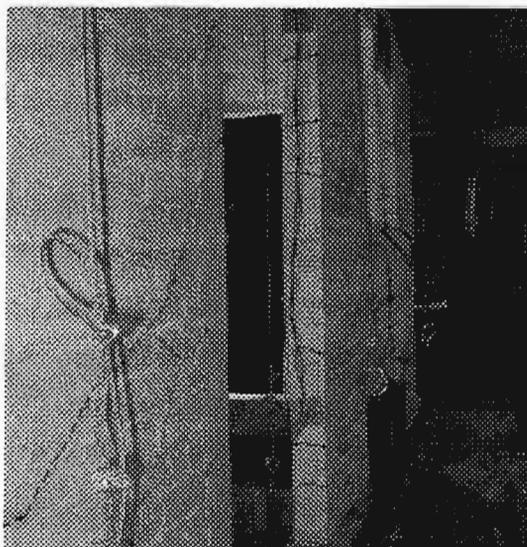


Figura 5.3 Agrietamiento en los castillos CS4 y CS5 de la fachada Sur

En general, en la quinta etapa de ensaye, en los muros de las fachadas Norte y Sur, ya no se formaron agrietamientos importantes. En esta etapa, se intensificó el agrietamiento de los muros cabeceros, así como la formación de grietas horizontales en los castillos de las fachadas Norte y Sur. Sin embargo, es posible distinguir varios sucesos importantes, a saber:

- En el primer sismo, en la zona de puertas de las fachadas Norte y Sur, se identificaron los primeros agrietamientos en la losa del modelo. En la parte superior de los muros perpendiculares MO5, MO6, ME5 y ME6 se formaron grietas horizontales.
- En el segundo sismo se registró el cortante basal máximo. En el muro perpendicular MN3 las grietas inclinadas, superior e inferior, se unieron en una sola lo que fragmentó al muro en dos bloques estabilizados por los elementos confinantes de concreto.
- En el cuarto sismo, en los castillos CN2, CN3, CN4, CS1 y CS2, el concreto se aplastó y se desprendió, dejando al descubierto el acero de refuerzo. En los castillos CS2, CN2 y CN4 se observó el plegamiento del acero longitudinal (figs 5.7 y 5.8). En las dos partes del muro MC2 (tabla 4.14) se formó un agrietamiento inclinado en las dos direcciones.
- En el quinto sismo, en los muros cabeceros ME1 y ME4 se formaron agrietamientos inclinados. En el resto del modelo se registraron desprendimientos de mampostería. Con el sexto sismo ya no hubo formación de grietas ni desconchamientos.

5.2.1 Consideraciones sobre el estado final de daño

A lo largo del ensaye el modelo presentó una diferencia en la aparición y evolución de los agrietamientos. Desde la aparición de la primera grieta inclinada en el muro MN1, ocurrida en el último sismo de la tercera etapa, el agrietamiento de las fachadas Norte y Sur adquirió cierta similitud hasta la aplicación del último sismo de la cuarta etapa. Esta diferencia pudo deberse a las componentes de torsión que fueron inducidas por el sistema de la mesa vibradora (sección 5.3.3.), a las diferencias en las propiedades mecánicas de los materiales de construcción (sección A.5) y a los agrietamientos iniciales en los muros del modelo (fig 4.28).

El ensaye del modelo inició con un agrietamiento horizontal en la base de los muros, MN4 y MS4. A partir de entonces, en los muros esbeltos se inició el agrietamiento inclinado, por lo que se deduce, que fueron los primeros en desarrollar su resistencia. Al hacerse compatible el

agrietamiento en los muros esbeltos y anchos se desarrolló un mecanismo de resistencia que dió como resultado el agrietamiento inclinado de los muros MN4 y MS4. Lamentablemente, esto sucedió durante el movimiento accidental de la mesa vibradora por lo que no se tienen datos de la respuesta del modelo.

Los muros cabeceros mostraron su participación hasta el tercer sismo de la cuarta etapa. Las grietas por flexión en los castillos aparecieron hasta el movimiento accidental de la mesa vibradora. A partir de entonces, se incrementó la contribución de muros cabeceros y fue en los últimos sismos cuando se formaron agrietamientos inclinados en algunos de ellos (fig B.18).

A pesar del daño intenso en los muros de las fachadas Norte y Sur (figs 5.5 y 5.6) y la penetración de las grietas en los castillos (figs 5.7 y 5.8), el modelo no colapsó. Esto fue debido al escaso daño de los muros perpendiculares MO5, MO6, ME5 y ME6 (fig B.18). Con respecto a la losa del modelo, en la dirección de aplicación de la carga se formaron agrietamientos por flexión, además de grietas debidas a la carga de las barras de plomo (fig 5.4); sin embargo, la losa conservó su estabilidad.

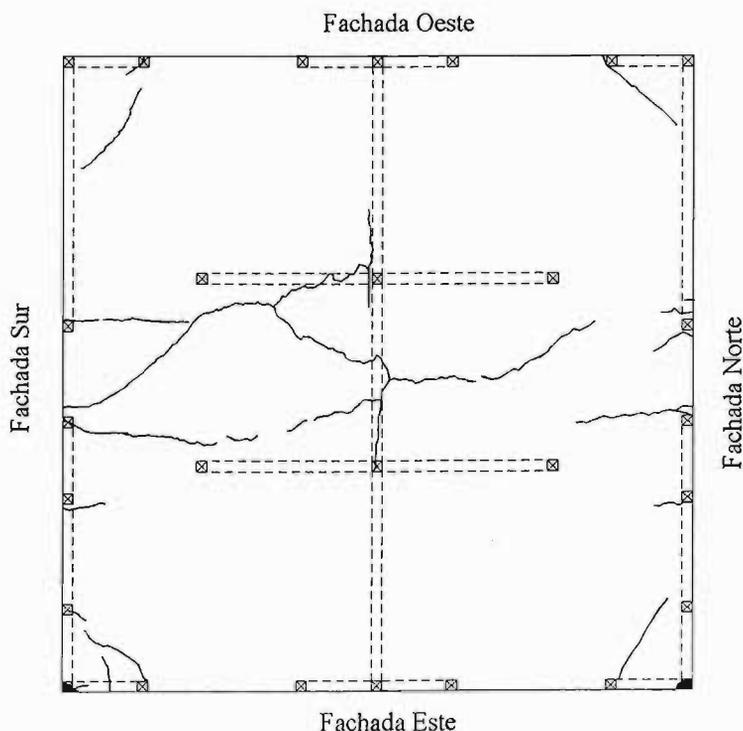


Figura 5.4 Agrietamiento de la losa al final del ensaye

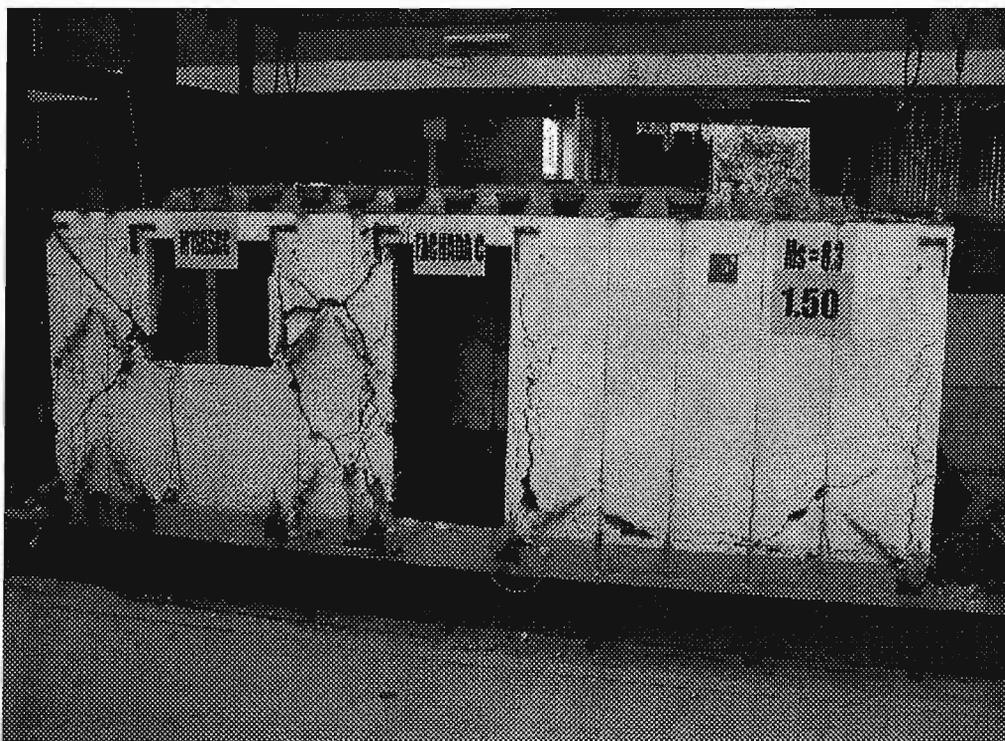


Fig 5.5 Agrietamiento final en la fachada Norte

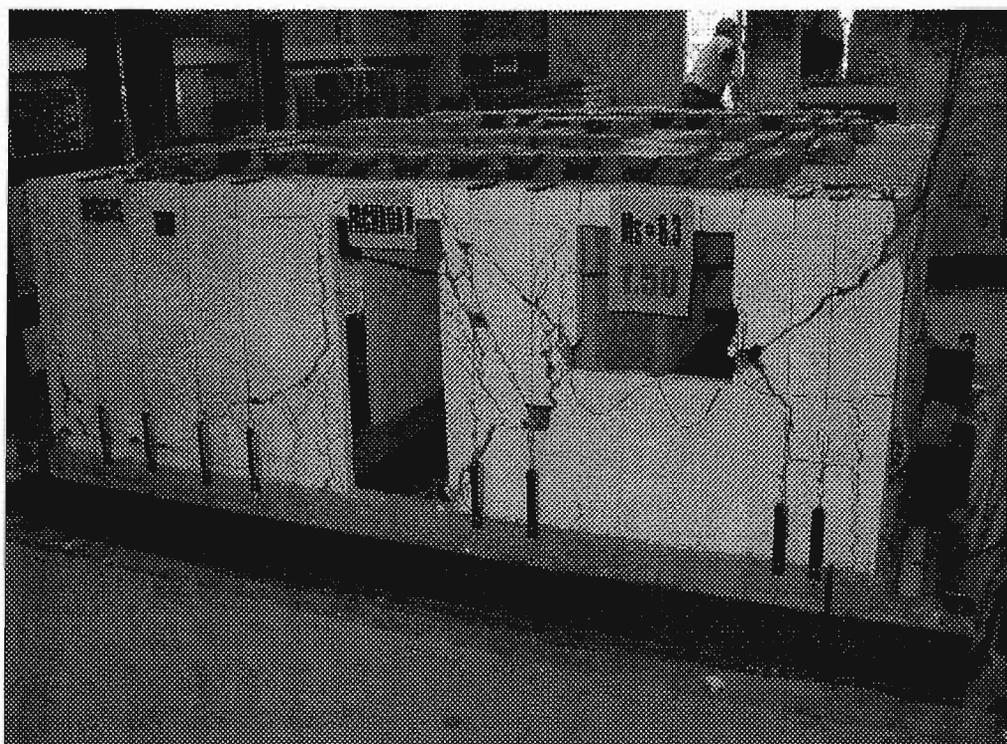
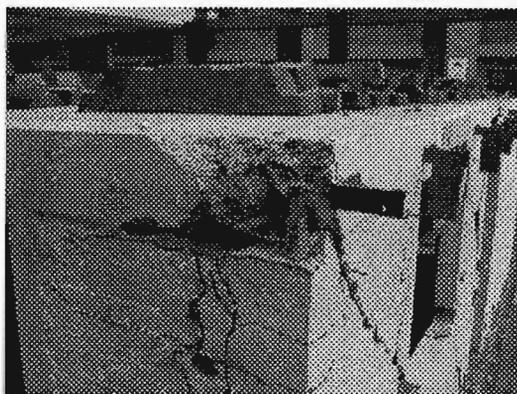


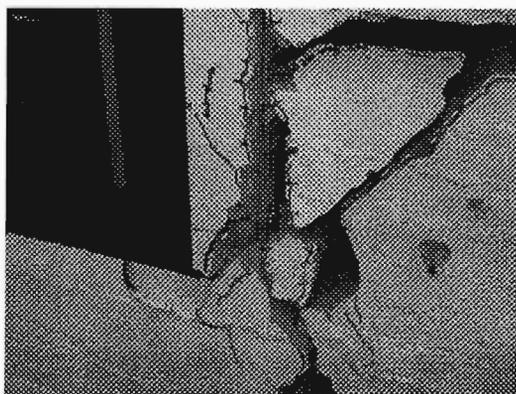
Fig 5.6 Agrietamiento final en la fachada Sur



a) Castillo CN1



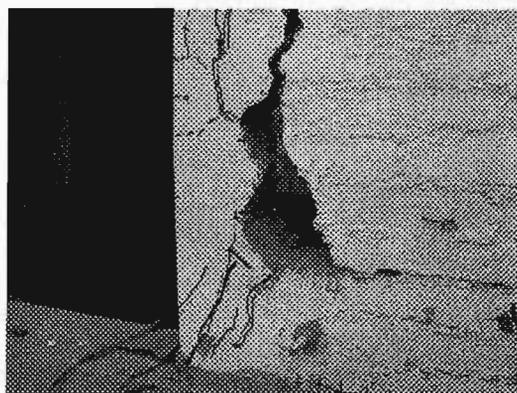
b) Castillo CN2



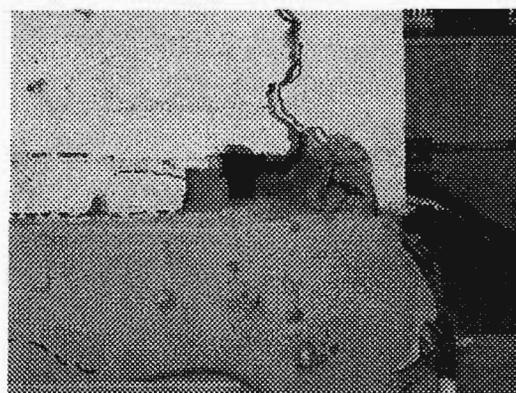
c) Castillo CN3



d) Castillo CN4

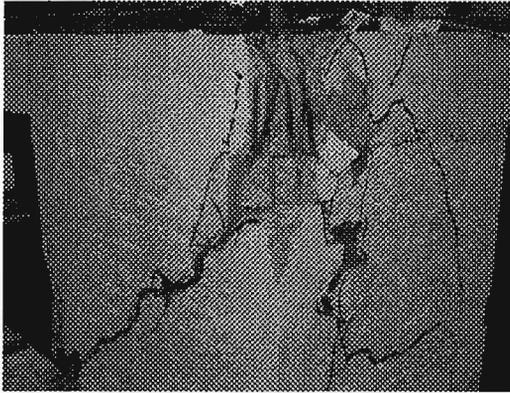


e) Castillo CN5

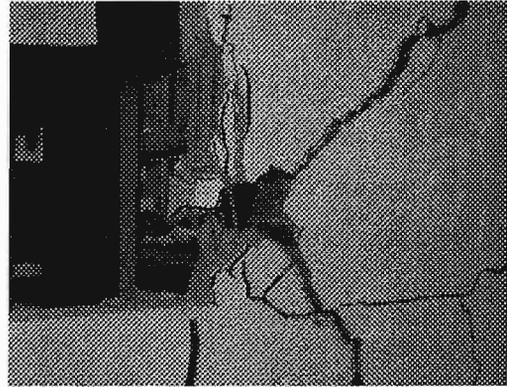


f) Castillo CN6

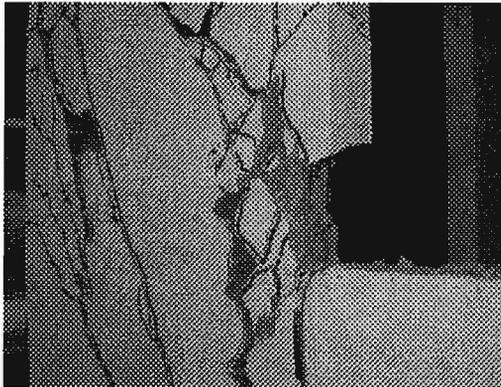
Figura 5.7 Detalles del daño en los castillos de la fachada Norte al final del ensaye



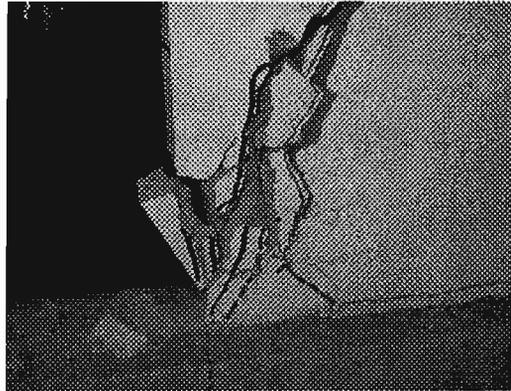
a) Castillo CS1



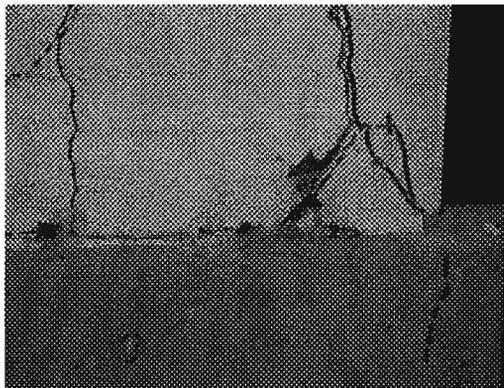
b) Castillo CS2



c) Castillo CS3



d) Castillo CS4



e) Castillo CS5



f) Castillo CS6

Figura 5.8 Detalles del daño en los castillos de la fachada Sur al final del ensaye

5.3 RESPUESTA EN ACELERACIÓN

A partir de la respuesta de los acelerómetros, se realizaron varias comparaciones de los valores máximos registrados. Las señales de aceleración fueron corregidas en su línea base y, mediante el programa Degtra (Ordaz y Montoya, 1991) se filtraron paso baja a 50 Hz con un filtro Butterworth. Posteriormente, la información fue procesada en una hoja de cálculo comercial.

5.3.1 Amplificación dinámica: acelerómetros en la altura

En la tabla 5.2 se muestran los factores de amplificación de aceleraciones calculados como el cociente de las aceleraciones máximas de la losa de techo y la losa de cimentación para cada registro aplicado.

Tabla 5.2 Amplificación dinámica del modelo

Modelo	Registro	Aceleración, cm/s^2		Amplificación
		MC2-MV	BL1MC	Losa/Base
M1	SCT-85	-174	174	1.00
	MS=7.6	-1,663	-1,907	1.15
	MS=7.8	-1,596	1,919	1.20
	MS=8.0	-1,845	2,285	1.24
	MS=8.3	-2,735	3,250	1.19
M1-M	MS=7.6	-2,030	2,440	1.20
	MS=7.8	-1,860	2,530	1.36
	MS=8.0	2,140	3,020	1.41
	MS=8.3	-2,650	4,250	1.60
	MS=8.0	2,100	3,080	1.47
M1-A	MS=7.6	-1,590	-2,310	1.45
	MS=7.8	1,620	2,280	1.41
	MS=8.0	2,000	3,010	1.51
	MS=8.3	-2,660	-4,050	1.52
	MS=8.3	-2,680	-4,170	1.56
M1-B	MS=7.6	-1,470	-2,210	1.50
	MS=7.8	1,760	2,590	1.47
	MS=8.0	2,220	3,280	1.48
	MS=8.3	-2,930	-3,610	1.23
	MS=8.3	-3,040	3,920	1.29
M1-C	MS=8.0	1,990	4,340	2.18
	MS=8.3	-3,180	-4,710	1.48
	MS=8.3x125	-3,550	-4,520	1.27
	MS=8.3x150	-3,620	-4,510	1.25
	MS=8.3x175	-3,040	-4,100	1.35
	MS=8.3x150	-4,010	-2,710	0.68

Se puede observar, que por lo general, antes del primer agrietamiento inclinado los factores de amplificación aumentaron de acuerdo al nivel de aceleración aplicado y cuando el daño en los muros del modelo era reducido. A partir de ese registro, la amplificación no sigue una tendencia

definida y fue durante la aplicación del último registro sísmico cuando ya no se presentó amplificación dinámica.

5.3.2 Aceleraciones en la losa y en los muros en la dirección de estudio

Se realizó una normalización de los picos máximos de aceleración de los acelerómetros con respecto al acelerómetro colocado en el centro geométrico de la losa del modelo. La tabla 5.3 muestra la distribución de los picos máximos de aceleración; en ella se establecen dos puntos de comparación: 1) la variación entre la respuesta de los acelerómetros en la losa (AL1MS4, BL1MC y CL1MN4) y 2) la variación de la respuesta de los acelerómetros en los muros (A1MS4 y CMN4) con respecto al sensor colocado al centro de la losa (BL1MC).

Tabla 5.3 Distribución de aceleraciones en la losa y muros del modelo

Modelo	Registro	Valores normalizados				
		A1MS4	AL1MS4	BL1MC	CL1MN4	C1MN4
M1	SCT-85	1.05	1.05	1	0.95	0.94
	MS=7.6	0.94	0.96	1	0.96	0.96
	MS=7.8	0.94	0.98	1	0.96	0.96
	MS=8.0	0.97	1.00	1	0.96	0.97
	MS=8.3	0.97	1.02	1	0.97	0.96
M1-M	MS=7.6	0.95	0.99	1	0.92	0.92
	MS=7.8	0.91	0.98	1	0.94	0.92
	MS=8.0-a	0.94	0.99	1	0.96	0.95
	MS=8.3	0.98	1.03	1	0.88	0.85
	MS=8.0-b	0.94	0.99	1	0.94	0.92
M1-A	MS=7.6	0.96	0.99	1	0.92	0.88
	MS=7.8	0.91	0.96	1	0.93	0.93
	MS=8.0	0.94	1.00	1	0.96	0.95
	MS=8.3-a	0.95	1.01	1	0.92	0.90
	MS=8.3-b	0.96	1.01	1	0.88	0.86
M1-B	MS=7.6	0.92	0.97	1	0.93	0.91
	MS=7.8	0.91	0.99	1	0.92	0.90
	MS=8.0	0.89	0.98	1	0.97	0.92
	MS=8.3-a	0.81	0.85	1	1.16	1.06
	MS=8.3-b	0.85	0.88	1	1.26	1.16
M1-C	MS=8.0	0.78	0.83	1	1.06	1.01
	MS=8.3	0.88	0.95	1	1.17	1.17
	MS=8.3x125	0.90	0.94	1	1.15	1.05
	MS=8.3x150	1.20	1.16	1	1.27	1.25
	MS=8.3x175	1.05	1.12	1	1.20	1.07
	MS=8.3x150	0.93	0.94	1	1.23	1.09

En general, en la tabla 5.3 se observa que con respecto al acelerómetro colocado al centro de la losa, los sensores colocados en los muros y en la losa muestran una diferencia inicial del 5 % que se incrementó hasta alcanzar valores del orden del 30 % en la última etapa de ensaye. Estos valores pueden ser atribuidos al daño en los muros del modelo, ya que las diferencias

más grandes se observaron cuando los muros presentaban daños de consideración, es decir, cuando ya existían pérdidas de resistencia y rigidez y las componentes de torsión eran más elevadas.

5.3.3 Distribución de las aceleraciones transversales en la losa

Se realizó una comparación entre la respuesta de tres acelerómetros colocados en la losa del modelo: 4L1ME1, BL1MC y 1L1MO4. En la tabla 5.4 se muestra la comparación del acelerómetro colocado al centro de la losa (BL1MC) y de los dos sensores perpendiculares (4L1ME1 y 1L1MO4). Se observa que las diferencias iniciales fueron del orden del 5 % y que este valor se incrementó hasta alcanzar valores del orden del 40 % y 50 %. El componente de aceleración transversal, muestra la magnitud de las fuerzas de torsión inducidas sobre el modelo. La tendencia observada está de acuerdo con el daño observado en los muros del modelo, principalmente, en aquellos en los que se observó un desplazamiento transversal a la dirección de movimiento.

Tabla 5.4 Aceleración perpendicular en el modelo

Modelo	Registro	Valores normalizados		
		4L1ME1	BL1MC	1L1MO4
M1	SCT-85	0.15	1	0.19
	MS=7.6	0.04	1	0.05
	MS=7.8	0.05	1	0.06
	MS=8.0	0.05	1	0.06
	MS=8.3	0.17	1	0.15
M1-M	MS=7.6	0.23	1	0.23
	MS=7.8	0.20	1	0.26
	MS=8.0	0.22	1	0.22
	MS=8.3	0.28	1	0.27
	MS=8.0	0.22	1	0.24
M1-A	MS=7.6	0.35	1	0.33
	MS=7.8	0.32	1	0.33
	MS=8.0	0.31	1	0.29
	MS=8.3	0.29	1	0.33
	MS=8.3	0.28	1	0.26
M1-B	MS=7.6	0.30	1	0.35
	MS=7.8	0.37	1	0.33
	MS=8.0	0.24	1	0.28
	MS=8.3	0.26	1	0.30
	MS=8.3	0.32	1	0.40
M1-C	MS=8.0	0.24	1	0.28
	MS=8.3	0.29	1	0.38
	MS=8.3x125	0.34	1	0.44
	MS=8.3x150	0.47	1	0.55
	MS=8.3x175	0.41	1	0.58
	MS=8.3x150	0.41	1	0.44

5.4 FRECUENCIA DE VIBRACIÓN Y PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO

Con la respuesta en aceleración se estimaron las frecuencias de vibración del modelo, así como el porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente. Las primeras fueron obtenidas de dos formas: 1) mediante el espectro de amplitudes de Fourier de la respuesta del acelerómetro BL1MC ante los ruidos blancos aplicados antes y después de cada sismo y 2) mediante la función de transferencia, de la respuesta del sensor BL1MC entre la del MC2MV, de los registros sísmicos aplicados. En los dos casos, los espectros de respuesta se calcularon con el programa Degtra.

En la tabla 5.5 se muestran los resultados de ambos procedimientos. Se observa que la frecuencia calculada con los registros sísmicos es mayor que la calculada con los ruidos blancos (27.54 Hz vs 22.55 Hz). No se estudió la influencia de ambas técnicas (Espectro de Fourier vs Función de transferencia), por lo que no es posible asegurar que la diferencia sea debida a la magnitud de las aceleraciones aplicada en cada caso.

Con el espectro de amplitudes de Fourier de la respuesta del sensor 1L1M04 de los ruidos blancos, fue posible identificar las tres frecuencias de vibración del modelo, dos longitudinales y una de torsión. En la tabla 5.6 se muestran los tres valores, f_1 , f_2 y f_3 , respectivamente. Se puede observar que el valor estimado de la frecuencia del modelo en la dirección de estudio, f_2 , coincide con el estimado con el sensor BL1MC (22.55 vs 22.0). No fue posible establecer todos los valores, por lo que en algunas celdas de la tabla no se reporta valor alguno. En lo subsiguiente, se utilizarán los valores obtenidos con los espectros de Fourier de los ruidos blancos ($f = 22.55$ Hz, $T = 0.044$ s) por lo que el prototipo tendría un periodo igual a 0.089 s.

En la figura 5.9 se muestra una gráfica que relaciona la frecuencia medida con la distorsión del modelo, la frecuencia corresponde a los valores medidos en los espectros de Fourier de los ruidos blancos de las tablas 5.6. En la gráfica se trata de seguir la tendencia de la pérdida de rigidez, se puede observar, una caída sustancial de la frecuencia después de la aparición del primer agrietamiento inclinado.

El porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente fue calculado con el método de ancho de banda utilizando los espectros de Fourier de los ruidos blancos aplicados al modelo. En la construcción del espectro, debe escogerse un valor que suavice la curva de respuesta del sistema, se ha encontrado mediante la calibración con estructuras reales y con especímenes en

mesa vibradora, que si se emplea el suavizado de DEGTRA el valor del factor de suavizado debe ser 18 ((Murià, 2003). En la tabla 5.5 puede observarse que al utilizar los espectros de Fourier calculados con el factor de suavizado que utiliza el programa ($F_s=6$), los valores de amortiguamiento se incrementaron sobre todo en las etapas M1-A y M1-C, en las cuales, los espectros de Fourier presentaron picos de frecuencia demasiado juntos (fig 5.10).

Tabla 5.5 Frecuencia natural de vibración y coeficiente de amortiguamiento viscoso

Modelo	Registro	EF de ruido blanco			FT de sismos
		f (Hz)	ζ_1 (%)	ζ_2 (%)	f (Hz)
M1	MS=7.6	22.55	9.26	7.86	27.54
	MS=7.8	22.34	8.10	6.25	25.95
	MS=8.0	22.47	8.38	6.17	26.87
	MS=8.3	22.45	9.68	7.87	25.61
M1-M	MS=7.6	23.53	8.65	6.41	23.17
	MS=7.8	24.32	6.89	4.48	23.61
	MS=8.0	24.65	8.17	5.38	22.16
	MS=8.3	24.52	6.96	3.35	20.44
	MS=8.0	24.63	6.21	2.61	21.06
M1-A	MS=7.6	19.80	-	-	19.03
	MS=7.8	20.69	11.23	8.10	18.51
	MS=8.0	19.96	13.02	4.73	19.19
	MS=8.3	20.25	15.18	7.02	19.15
	MS=8.3	20.02	11.29	4.82	17.89
M1-B	MS=7.6	15.75	7.20	3.00	14.22
	MS=7.8	15.84	7.34	5.03	14.41
	MS=8.0	16.00	7.89	5.85	13.11
	MS=8.3	15.78	7.37	5.50	12.02
	MS=8.3	16.04	6.36	3.11	10.92
M1-C	MS=8.0	14.00	6.62	2.74	8.2-12.2
	MS=8.3	14.32	6.85	2.87	8.2-10.8
	MS=8.3x125	14.32	6.61	3.01	6.5-12.1
	MS=8.3x150	14.85	6.44	2.26	4.6-6.5
	MS=8.3x175	14.70	-	-	2.6-4.4
	MS=8.3x150	-	-	-	2.46

1 EF= Espectro de amplitudes de Fourier

2 FT= Función de transferencia

3 ζ_1 = Porcentaje de amortiguamiento calculado con un suavizado igual a 6

4 ζ_2 = Porcentaje de amortiguamiento calculado con un suavizado igual a 18

Cabe señalar que el método utilizado deja de ser aplicable cuando en el espectro de amplitudes de Fourier se presenta el acoplamiento de frecuencias, por lo que es necesario un estudio más profundo para establecer dicho parámetro con mayor exactitud.

Tabla 5.6 Frecuencia natural de vibración de los tres modos del modelo

Modelo	Registro	EF de ruido blanco		
		f ₁ (Hz)	f ₂ (Hz)	f ₃ (Hz)
M1	RB1	17.2	22.0	56.5
	RB2	16.8	23.2	56.8
	RB3	15.9	22.9	55.6
	RB4	-	23.5	56.2
	RB5	16.0	23.1	54.9
M1-M	RB1	14.1	23.9	50.6
	RB2	15.5	24.3	50.7
	RB3	14.9	24.2	50.1
	RB4	14.7	24.1	49.8
	RB5	-	24.3	49.4
	RB6	-	24.6	47.6
M1-A	RB1	-	20.9	38.1
	RB2	-	20.4	39.9
	RB3	-	20.9	39.8
	RB4	14.6	20.6	38.6
	RB5	14.2	20.3	35.9
	RB6	-	20.6	33.7
M1-B	RB1	-	14.8	37.7
	RB2	-	15.5	33.1
	RB3	11.1	15.8	33.3
	RB4	10.8	15.8	31.8
	RB5	10.2	16.0	-
M1-C	RB1	10.9	13.9	30.6
	RB2	10.2	14.2	29.0
	RB3	8.4	14.8	27.4
	RB4	7.5	15.5	27.4
	RB5	4.0	14.3	27.4

- 1 EF= Espectro de amplitudes de Fourier
- 2 RB= Ruido blanco
- 3 En las celdas que no se reporta valor alguno es porque no se identificó un pico bien definido en la gráfica del espectro de Fourier

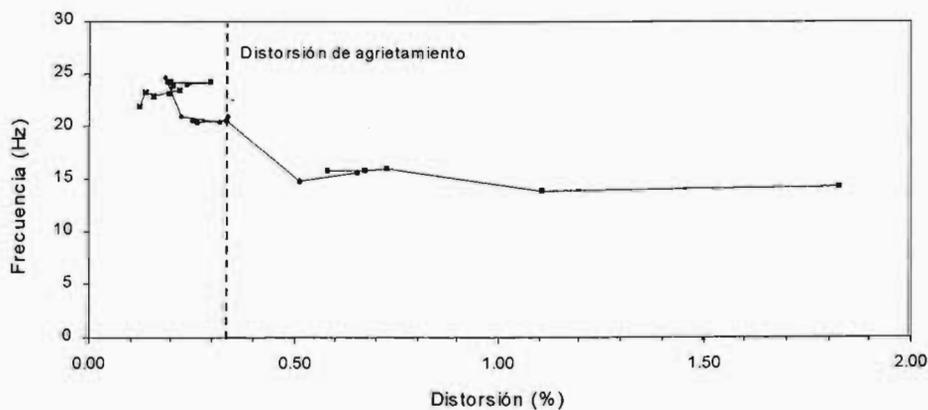


Figura 5.9 Gráfica de distorsión y frecuencia del modelo en la dirección Y (Calculada con la frecuencia, f₂, de la tabla 5.6)

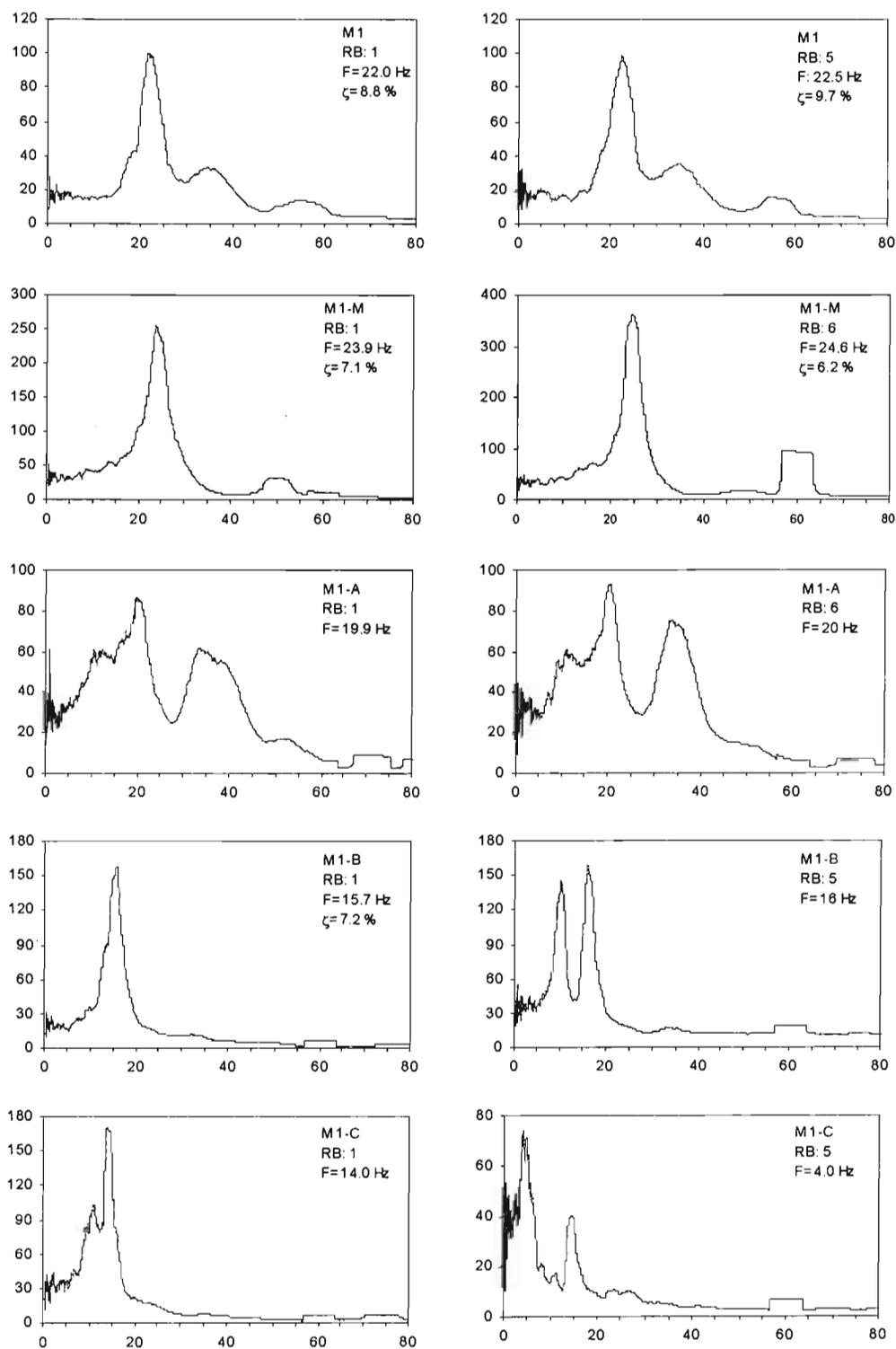


Figura 5.10 Espectros de amplitudes de Fourier de los ruidos blancos del sensor BL1MC calculados con el factor de suavizado, $F_s=6$.

5.5 RESPUESTA DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL

La respuesta de los transductores de desplazamiento verticales y horizontales resultó con un exceso de ruido. Al parecer, los transductores de cable, Celesco, no son adecuados para ensayos dinámicos, sobre todo si se trata de señales de alta frecuencia y, más aún, si no se lleva a cero el desplazamiento inicial debido a la instalación del aparato. En la figura 5.11-a) se muestra una señal típica de la respuesta del transductor horizontal colocado en la losa (sismo $M_s = 7.8$ de la primera etapa de ensaye, con corrección en su línea base y sin filtrar).

El estado de las señales no permitió obtener los desplazamientos verticales ni horizontales del modelo. Sin embargo, con las señales de aceleración capturada se calcularon las historias de desplazamiento horizontal en el modelo, estableciendo un proceso de doble integración, que consistió en los siguientes pasos (Murià, 2003):

- Corrección de la línea base del registro de aceleración
- Filtración paso banda entre 0.12 Hz y 50 Hz
- Corrección de la línea base del registro
- Integración del registro
- Filtración paso banda entre 0.12 Hz y 50 Hz
- Corrección de la línea base registro (en velocidad)
- Integración del registro
- Corrección de la línea base del registro (en desplazamiento)

Como resultado, se obtuvieron curvas de desplazamiento, al nivel de la losa de azotea, de la forma en que se muestra en la figura 5.11-b (Curva "Losa"). Los desplazamientos en la base del modelo se obtuvieron de la respuesta de realimentación que generaron los transductores de desplazamiento de la mesa vibradora (Curva "MV"). Con estos dos registros, se obtuvieron los desplazamientos relativos del modelo.

Sin embargo, las curvas de desplazamiento, "Losa" y "MV" presentaron un desfase en tiempo, suficiente para alterar la curva de desplazamientos relativos. La alteración dio como resultado, que la curva de desplazamiento relativo incluyera una componente frecuencial menor que 1 Hz, que evidentemente no constituía parte de la respuesta dinámica del modelo.

Por lo tanto, se decidió eliminar la componente frecuencial mediante la aplicación de un filtrado paso alta a 1 Hz, es decir, de las señales obtenidas sólo se conservarían las componentes mayores a 1 Hz, con lo cual, no se afectaría la frecuencia del modelo igual a 22 Hz ni la frecuencia predominante de los sismos aplicados, igual a 7 Hz, aproximadamente (fig 4.17).

En la figura 5.11-c se muestra una curva característica de desplazamiento relativo obtenida aplicando el procedimiento descrito. De tal forma, se establecieron los valores de desplazamiento relativo y las curvas de cortante-distorsión de las cinco etapas de ensaye del modelo.

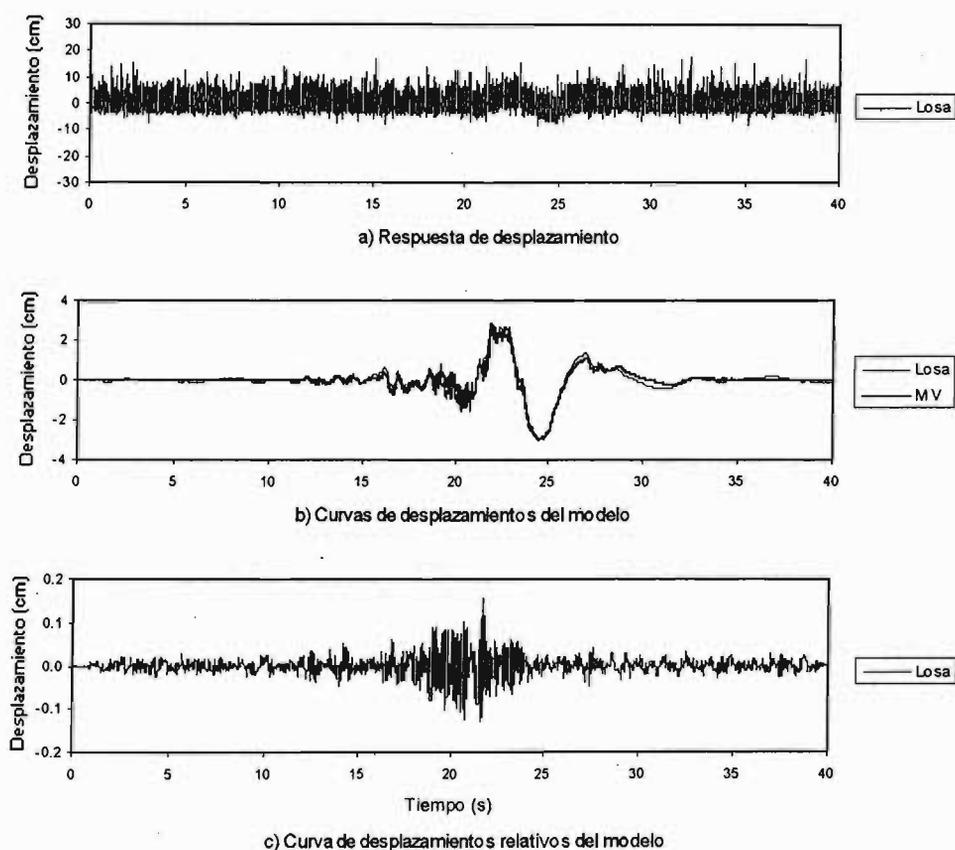


Figura 5.11 Curvas de desplazamiento en el modelo

Al realizar el proceso de doble integración y filtrar a 1 Hz no se reflejaron los desplazamientos permanentes del modelo, que se producen en la estructura cuando existen grietas de consideración, ya que la señal se centró en el eje horizontal y se perdió la tendencia de la señal a mostrar mayores desplazamientos hacia un extremo del eje.

5.6 Comportamiento histerético

La relación entre la fuerza cortante basal y la deformación fue evaluada a través de las aceleraciones medidas y los desplazamientos calculados. Al tener un modelo de un piso, la fuerza cortante basal fue calculada a partir de las aceleraciones medidas en la losa del modelo. Las distorsiones se calcularon dividiendo los desplazamientos relativos entre la altura del modelo (120 cm). Los valores máximos de fuerza cortante y distorsión se muestran en la tabla 5.7.

Tabla 5.7 Cortantes basales y distorsiones máximas durante el ensaye

Modelo	Registro aplicado	Fuerza cortante, tf		Distorsión, %	
		(+)	(-)	(+)	(-)
M1	SCT-85	0.7	-0.8	-	-
	Ms=7.6	7.4	-8.7	0.11	-0.12
	Ms=7.8	8.7	-7.9	0.11	-0.13
	Ms=8.0	10.3	-10.0	0.13	-0.15
	Ms=8.3	14.7	-13.6	0.22	-0.21
M1-M	SCT-85	0.9	-1.1	-	-
	Ms= 7.6	10.7	-9.9	0.16	-0.20
	Ms= 7.8	11.1	-8.4	0.20	-0.18
	Ms= 8.0	13.2	-12.1	0.20	-0.20
	Ms= 8.3	18.6	-17.9	0.29	-0.30
	Ms= 8.0	14.8	-14.0	0.23	-0.20
M1-A	SCT-85	0.7	-0.7	-	-
	Ms= 7.6	9.0	-10.0	0.19	-0.18
	Ms= 7.8	9.9	-8.8	0.17	-0.18
	Ms= 8.0	13.0	-10.6	0.22	-0.22
	Ms= 8.3	16.9	-17.1	0.29	-0.32
	Ms= 8.3	18.4	-19.8	0.30	-0.34
M1-B	Ms= 7.6	12.0	-13.1	0.22	-0.25
	Ms= 7.8	15.3	-14.1	0.26	-0.24
	Ms= 8.0	19.4	-13.3	0.33	-0.33
	Ms= 8.3	19.3	-21.3	0.49	-0.51
	Ms= 8.3	23.2	-22.8	0.65	-0.53
M1-C	Ms= 8.0	27.8	-24.3	0.58	-0.56
	Ms= 8.3	27.0	-30.1	0.67	-0.66
	Ms= 8.3x1.25	24.0	-29.0	0.72	-0.70
	Ms= 8.3x1.50	24.1	-28.9	1.06	-1.11
	Ms= 8.3x1.75	23.5	-26.3	1.83	-1.61
	Ms= 8.3x1.50	16.0	-17.4	1.58	-1.68

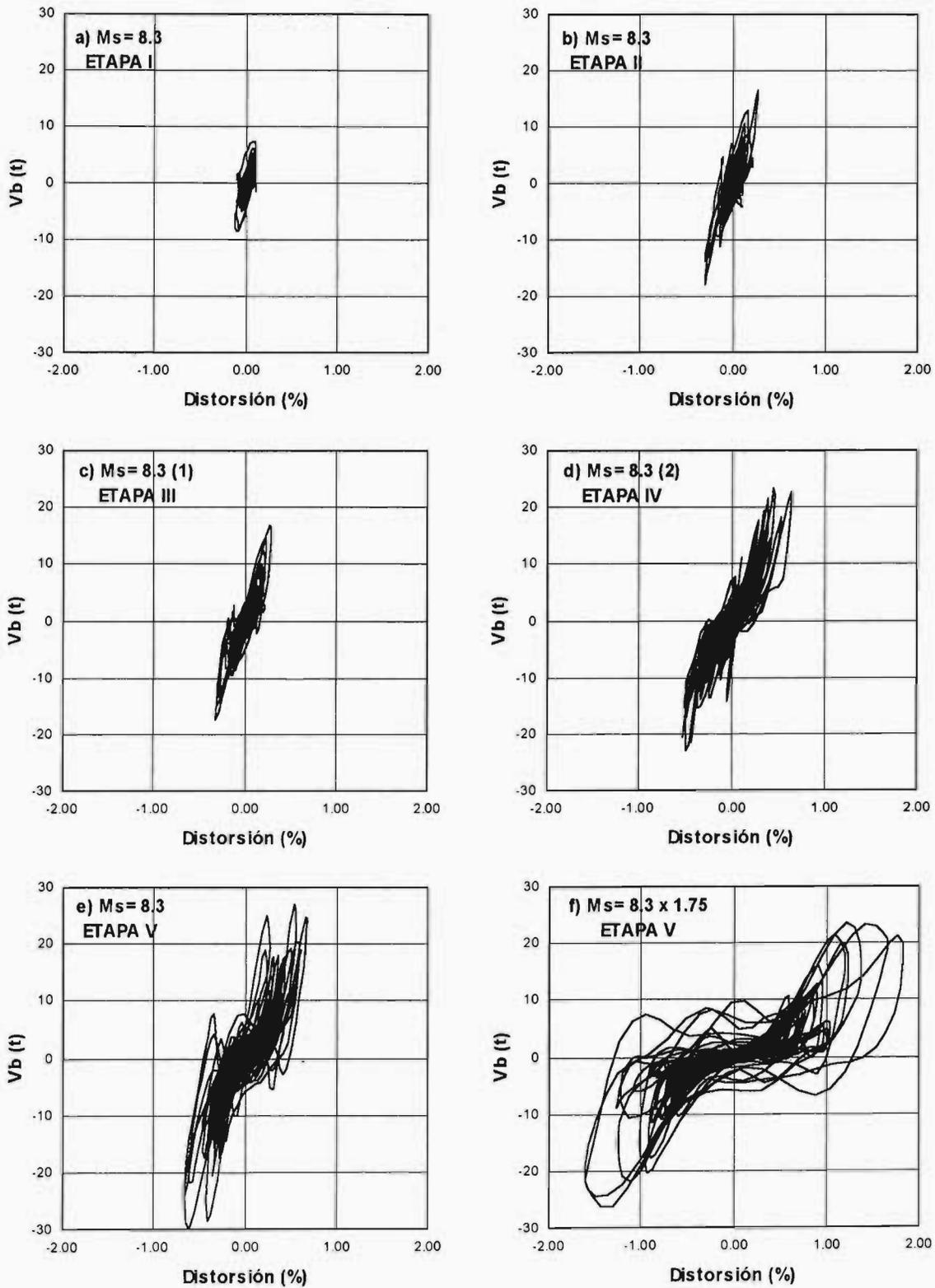
En el apéndice C se muestran las curvas histeréticas para cada registro aplicado en cada una de las cinco etapas de ensaye. En ellas se observa que desde la primera etapa el comportamiento del modelo fue ligeramente inelástico. En la figura 5.12 se muestran las curvas histeréticas de respuesta correspondientes al registro $M_s = 8.3$ (registros más intensos) de las cinco etapas de ensaye. En las primeras tres etapas, se observa que las curvas presentan un estrangulamiento cerca del origen que se incrementó en las etapas posteriores.

El estrangulamiento generalmente está presente en estructuras cuyo comportamiento está dominado por deformaciones por corte o que presenten deslizamiento de la base del espécimen con respecto a su cimentación (Sánchez, 1998). Como consecuencia, los ciclos histeréticos son de forma delgada y con una pendiente casi nula cuando la curva está cerca del origen (baja rigidez) y a medida que la carga aumenta, las grietas se cierran y los elementos confinantes restringen el movimiento del muro con lo cual, la curva histerética aumenta su pendiente (alta rigidez).

Lo anterior es consistente con el daño observado en el modelo, específicamente con el agrietamiento inicial de los muros MN4 y MS4, lo que al final, llevó a dichos muros a presentar este tipo de falla.

La aparición del primer agrietamiento inclinado en el último sismo de la tercera etapa, no se hizo tan evidente en la curva histerética, tal como sucede en las pruebas de tipo cuasi estático (Sánchez, 1998), si bien, es más difícil de observar por el elevado número de ciclos del ensaye dinámico. Sin embargo, en los últimos sismos de la tercera etapa, las curvas sí exhiben ciclos histeréticos con pérdida de rigidez y un incipiente estrangulamiento en el origen (fig 5.12).

En la cuarta etapa (M1-B) el modelo presentó la formación de la mayoría de los agrietamientos inclinados; sin embargo, sólo se desarrolló una fuerza cortante de 23 tf que no fue suficiente para llevar al modelo a su resistencia máxima. En el inicio de la quinta etapa, con la adición de masa en la losa de azotea, se registró la fuerza cortante máxima igual a 30 tf. Sin embargo, fue entre éstas dos etapas, que se presentó el movimiento accidental de la mesa vibradora que causó agrietamientos inclinados en los muros MN4 y MS4, por lo cual se desconoce la fuerza cortante basal a la que el modelo fue sometido.

Fig 5.12 Curvas fuerza cortante-distorsión de los sismos $M_s = 8.3$

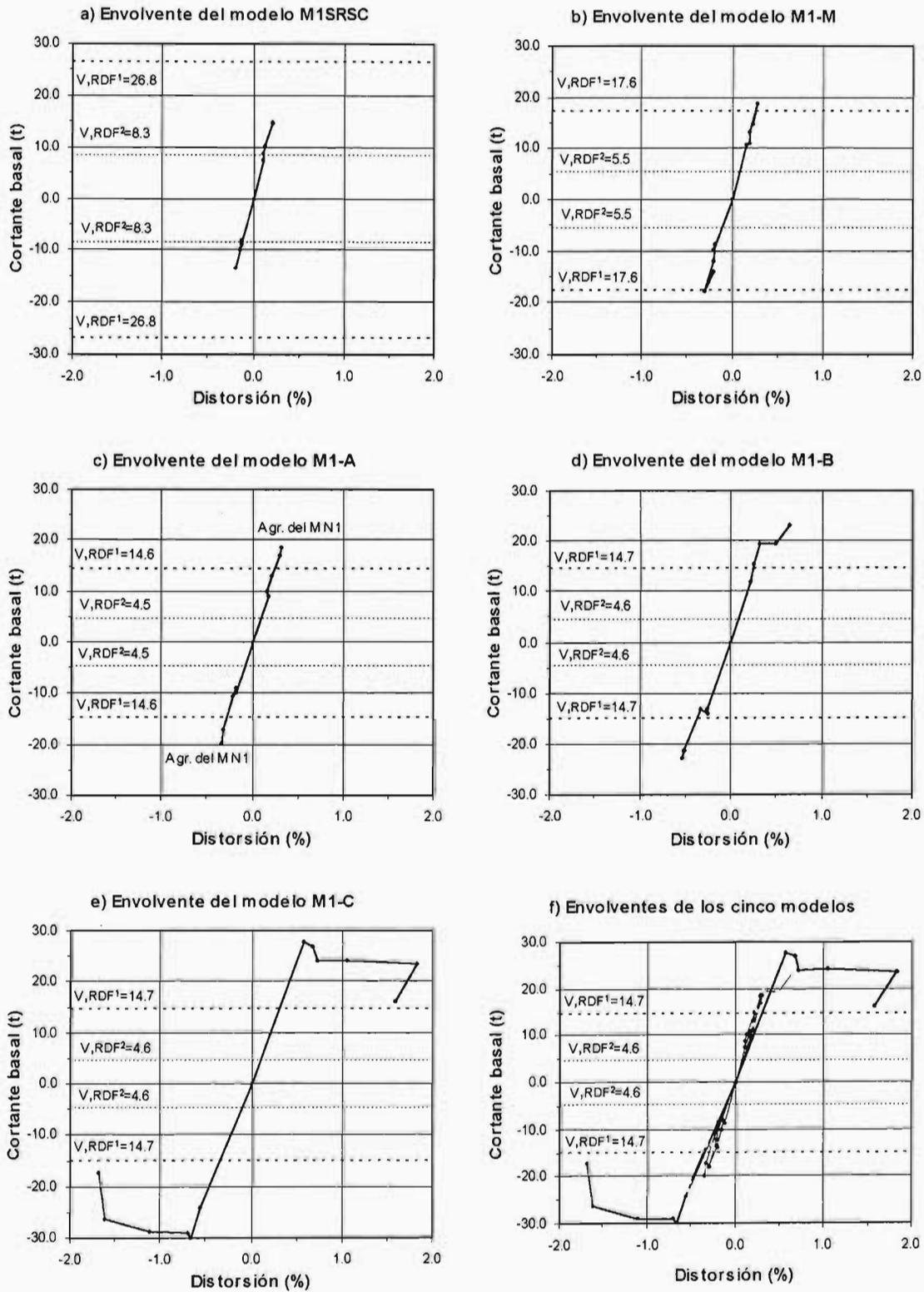
5.6.1 Envolventes de respuesta

En la figura 5.13 se presentan las curvas envolventes de respuesta para cada etapa de ensaye del modelo, obtenidas con los puntos de fuerza cortante y distorsión máximos (V_{MAX} , R_{MAX}) de las curvas histeréticas de cada sismo aplicado. Las curvas que se presentan V_{MAX} , R_{MAX} , se situaron entre las otras dos alternativas de curvas, V_{MAX} , R_i y V_i , R_{MAX} , razón por la cual, las curvas V_{MAX} , R_{MAX} se tomaron como representativas del comportamiento del modelo

Las envolventes de la figura 5.13, suponen que los dos parámetros, V y R ocurrieron en el mismo tiempo dentro de la aplicación de un sismo, lo cual, no necesariamente se cumplía, sobre todo en los sismos en los cuales el modelo ya tenía daño y se presentaba una degradación de rigidez en los diferentes ciclos del sismo aplicado.

En las tres primeras envolventes se observa un comportamiento prácticamente elástico lineal de los modelos. En las envolventes de respuesta se muestra también, con líneas horizontales punteadas, la resistencia teórica calculada con la expresión 4.2 con un factor de resistencia, F_R igual a uno, con la carga vertical correspondiente y utilizando dos valores de la resistencia a compresión diagonal de la mampostería: 1) el valor indicativo de las NTCM, v_m^* , igual a 3.5 kg/cm² y 2) el valor promedio de la resistencia a compresión diagonal de la mampostería obtenida de los ensayos experimentales, \bar{v}_m , igual a 11.7 kg/cm² (tabla A.8).

El modelo alcanzó el estado límite de falla hasta la quinta etapa de ensaye. En la envolvente de esa última etapa, se puede observar que la relación entre la fuerza cortante basal y la resistencia calculada con $\bar{v}_m = 11.7$ kg/cm² es decir, la sobrerresistencia, es aproximadamente de dos. La relación es mayor si la resistencia se calcula con el valor de diseño recomendado por las NTCM ($v_m^* = 3.5$ kg/cm²). La envolvente de la última etapa, muestra además, una meseta horizontal que representa una ductilidad de desplazamiento. En el siguiente capítulo se realizarán comparaciones más puntuales sobre estos aspectos.



V,RDF^1 = Resistencia al cortante calculada con la ecuación de las NTCM, $F_R = 1$ y $\bar{v}_m = 11.7 \text{ kg/cm}^2$
 V,RDF^2 = Igual que 1 pero utilizando el valor indicativo de la norma, $v_m^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$

Figura 5.13 Envolventes de respuesta del modelo en las diferentes etapas de ensaye

5.7 COEFICIENTES SÍSMICOS

Los valores del coeficiente sísmico del modelo fueron evaluados como la relación entre el máximo cortante basal y el peso total del modelo (tabla 5.8). El cortante basal fue calculado a partir de las aceleraciones medidas en la losa del modelo y de la masa que entró en excitación (tabla 4.13), es decir, el coeficiente sísmico es una fracción, menor que uno, de la aceleración medida en el modelo. Por lo tanto, los coeficientes sísmicos de prototipo y de modelo guardan la misma relación que el parámetro de la aceleración, $A_p = A_M / 2$, es decir, $C_p = C_M / 2$, entonces, los coeficientes sísmicos de la estructura prototipo son la mitad de los medidos en el modelo.

Tabla 5.8 Coeficientes sísmicos del modelo

Modelo	Registro aplicado	Cortante (tf)	Distorsión (%)	Coef. Sísmico, c (g)	
				Modelo	Prototipo
M1SRSC	SCT-85	0.8	-	0.14	0.07
	Ms=7.6	8.7	0.12	1.62	0.81
	Ms=7.8	8.7	0.13	1.62	0.81
	Ms=8.0	10.3	0.15	1.92	0.96
	Ms=8.3	14.7	0.22	2.76	1.38
M1SRSC-M	SCT-85	1.1	-	0.20	0.10
	Ms= 7.6	10.7	0.20	2.04	1.02
	Ms= 7.8	11.1	0.20	2.12	1.06
	Ms= 8.0	13.2	0.20	2.53	1.27
	Ms= 8.3	18.6	0.30	3.56	1.78
	Ms= 8.0	14.8	0.23	2.83	1.41
M1SRSC-A	SCT-85	0.7	-	0.14	0.07
	Ms= 7.6	10.0	0.19	1.93	0.97
	Ms= 7.8	9.9	0.18	1.90	0.95
	Ms= 8.0	13.0	0.22	2.52	1.26
	Ms= 8.3	17.1	0.32	3.30	1.65
	Ms= 8.3	19.8	0.34	3.83	1.91
M1SRSC-B	Ms= 7.6	13.1	0.25	1.95	0.97
	Ms= 7.8	15.3	0.26	2.28	1.14
	Ms= 8.0	19.4	0.33	2.89	1.44
	Ms= 8.3	21.3	0.51	3.17	1.59
	Ms= 8.3	23.2	0.65	3.45	1.72
M1SRSC-C	Ms= 8.0	27.8	0.58	3.86	1.93
	Ms= 8.3	30.1	0.67	4.18	2.09
	Ms= 8.3x1.25	29.0	0.72	4.01	2.01
	Ms= 8.3x1.50	28.9	1.11	4.01	2.00
	Ms= 8.3x1.75	26.3	1.83	3.64	1.82
	Ms= 8.3x1.50	17.4	1.68	2.41	1.20

En la tabla 5.8 se muestran ambos valores para las estructuras prototipo y modelo. A continuación, se calculan los coeficientes sísmicos con la reglamentación para la costa del Pacífico mexicano y a manera de comparación, se calculan los coeficientes para el Distrito Federal, debe recordarse que los sismos aplicados al modelo, tienen su origen en el puerto de Acapulco.

Para una estructura construida en el Distrito Federal, el RCDF especifica el máximo coeficiente sísmico, correspondiente a la zona III, igual a 0.40, que afectado por el factor de comportamiento sísmico, Q, resulta de 0.20 g.

Si se aplica el método simplificado de análisis se aplicarían los coeficientes sísmicos reducidos para construcciones del grupo B. Cabe mencionar, que estos coeficientes ya incluyen el factor de reducción por comportamiento sísmico. Al considerar que la estructura es del grupo B, que se construirá sobre terreno correspondiente a la zona III y que su altura es menor que 4 m, corresponde un coeficiente sísmico, c igual a 0.13 g.

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (1987) del Reglamento de Construcciones para el Distrito federal, se indican los espectros de diseño según la zonificación sísmica.

$$a = \left(1 + 3 \frac{T}{T_a}\right) \frac{c}{4} \quad (5.1)$$

donde a es la ordenada del espectro de aceleraciones expresada como fracción de la gravedad, c es el coeficiente sísmico igual a 0.4, T es el periodo natural de vibración de la estructura prototipo, T= 0.089 s y T_a , igual a 0.6, es la abscisa en la primera parte del espectro de diseño sísmico para la zona III. Sustituyendo los valores en la expresión 5.1 se obtiene un valor de a, para la estructura prototipo igual a 0.145 g.

Para la zona del Pacífico mexicano, suelos de baja rigidez y arcillas blandas muy compresibles, el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, especifica un valor máximo de 0.86, que afectado por el factor de comportamiento sísmico, Q, resulta de 0.43 g.

Para el estado límite de comportamiento elástico, esto es, cuando en el modelo se presentó la primera grieta inclinada, se obtuvo un coeficiente sísmico medido de 1.91, es decir, el coeficiente sísmico medido fue casi del doble que el especificado por el Manual de la CFE (1.91 vs 0.86). Es evidente que para el estado límite de falla y para los valores especificados por el reglamento del Distrito Federal este valor comparativo se incrementaría.

El coeficiente sísmico es una manera simple de asignar fuerzas cortantes de diseño a una estructura. Al obtener valores más altos que los de diseño, se refleja el margen de seguridad que tienen los reglamentos, que en este caso, para una estructura de mampostería confinada con condiciones de simetría, regularidad y control de calidad en la mano de obra y los materiales este margen de seguridad fue de dos.

5.8 DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ

La rigidez de ciclo se calculó a partir de un ciclo histerético como la pendiente de la secante que une a los picos de los semiciclos (fig 5.14). Así, si V^+ y V^- son las fuerzas cortantes máximas en los semiciclos positivo y negativo, respectivamente, y R^+ y R^- son las distorsiones que corresponden a los picos de dichos semiciclos, la rigidez de ciclo se calculó como

$$K_c = \frac{V^+ + |V^-|}{R^+ + |R^-|} \quad (5.2)$$

En la figura 5.14 se presenta la curva de rigidez de ciclo contra distorsión máxima para las cinco etapas de ensaye del modelo. En esta figura se señalan los sucesos más importantes que ocurrieron durante la prueba. Entre paréntesis se indica la rigidez remanente, como porcentaje de la rigidez inicial del modelo.

El mayor deterioro de la rigidez se presentó en las primeras dos etapas de carga. Con el primer agrietamiento inclinado en la mampostería (etapa III, $R = 0.34\%$), el modelo perdió un 42 % de su rigidez inicial. Al momento de alcanzar el cortante basal máximo ($R = 0.67\%$), el modelo tenía sólo un 36 % de su rigidez inicial.

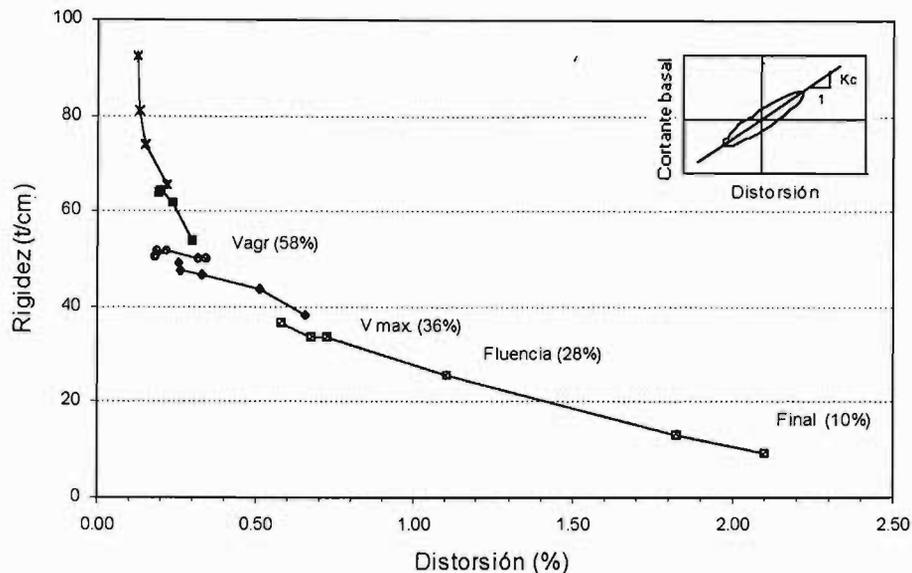


Figura 5.14 Degradación de rigidez en las diferentes etapas de ensaye

5.9 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO Y DUCTILIDAD

La ductilidad es una propiedad necesaria para las estructuras que tienen que responder inelásticamente durante un sismo severo. En teoría, el término ductilidad define la habilidad de la estructura y de algunos componentes estructurales a deformarse más allá de su límite elástico sin degradación de rigidez o resistencia.

Matemáticamente la ductilidad está definida por la relación entre los desplazamientos totales y el desplazamiento de fluencia; los desplazamientos, pueden representar deformaciones, curvaturas, rotaciones o desplazamientos laterales. En este estudio, la ductilidad se calculó en términos de desplazamientos laterales.

Para calcular la ductilidad del modelo se utilizó el criterio de ductilidad equivalente propuesto por Park (Paulay y Prestley, 1992). En la figura 5.15 se muestra el modelo propuesto el cual fue aplicado a la envolvente del modelo M1-C (fig 5.13-e). Se obtuvieron valores de ductilidad, μ , de 3.33 y 2.74 para las envolventes positiva y negativa, respectivamente.

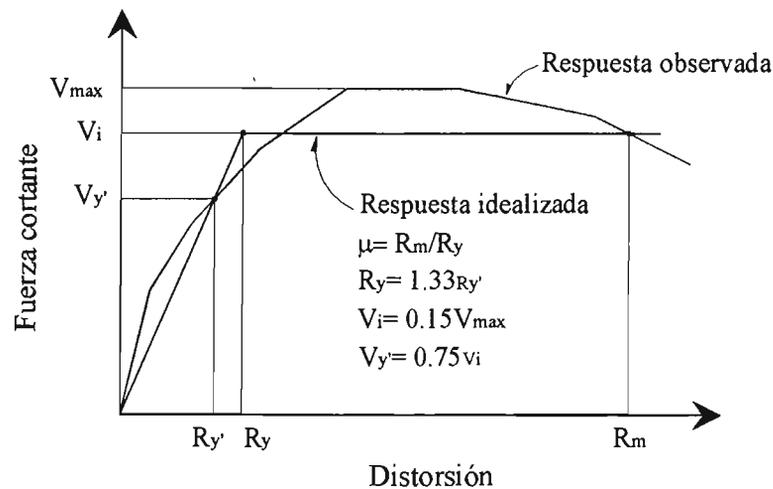


Figura 5.15 Ductilidad idealizada de acuerdo al modelo de Park

El factor de ductilidad, μ , fue calculado con la envolvente de la última etapa de ensaye del modelo. Se debe considerar, que esta envolvente no refleja el desplazamiento de las etapas de ensaye previas. Además, en el modelo de un piso no se disminuyó la separación de estribos en los extremos de los castillos. Sin embargo, el comportamiento dúctil fue favorecido por los 28 castillos del modelo. Ya que si bien, el daño se concentró en los 16 castillos de la dirección de ensaye, el resto de ellos prácticamente permanecieron sin daño.

5.9.1 Factor de reducción de resistencia, Q_c

Los ensayos realizados han mostrado que las estructuras de mampostería confinada poseen una considerable capacidad de disipación de energía, con cierta ductilidad, lo cual hace posible la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, mediante un factor de reducción de resistencia, que en este trabajo esta representado como Q_c .

Al igual que en el ensaye del modelo tridimensional (Sánchez, 1998) y a manera de comparación, el factor de reducción de resistencia, se calculó con la ecuación 5.3.

$$Q_c = \sqrt{2\mu - 1} \quad (5.3)$$

La expresión utilizada tiene su origen en un estudio realizado por Newmark y Hall en sistemas elastoplásticos de un grado de libertad sometidos a numerosos registros sísmicos (García, 1997). La ecuación se basa en el concepto de igualación de la energía potencial almacenada por el sistema elastoplástico, en la distorsión máxima, con la energía potencial máxima almacenada por el sistema elástico (figura 5.16). A partir de las observaciones del comportamiento inelástico de los sistemas estudiados, la expresión fue considerada válida para sistemas de periodo corto.

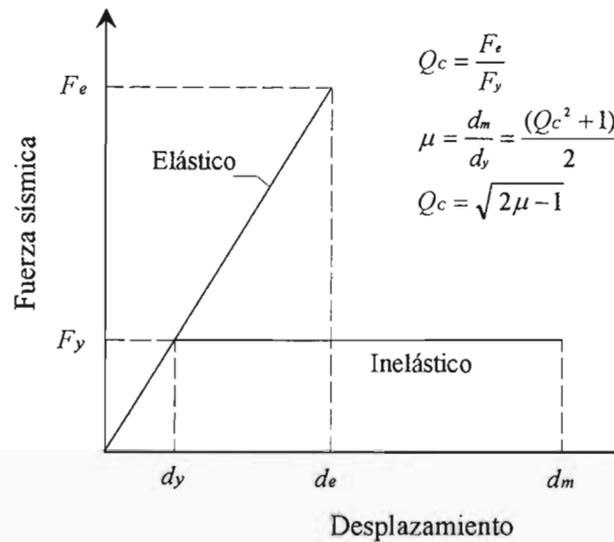


Figura 5.16 Definición del factor Q_c (Paulay y Priestley, 1992).

A partir de los valores de ductilidad obtenidos y al aplicar la ecuación 5.3, para las ramas positiva y negativa de la envolvente de la última etapa de ensaye se obtuvieron valores de 2.38 y 2.12.

Si bien, en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el factor de reducción de resistencia se basa en el mismo principio, las normas toman en cuenta la ductilidad y la capacidad de disipación de energía del sistema estructural por lo que no se puede comparar los valores obtenidos con los valores del factor de comportamiento sísmico, Q .

En el ensaye del modelo tridimensional, ensayado estáticamente, se obtuvo un factor de reducción de resistencia de 2.38 para el modelo completo y de 2.68 para el primer entrepiso, sin embargo, en ese modelo sí se aumentó el número de estribos en los extremos de los castillos, lo que pudo haber incrementado los valores de ductilidad.

5.10 ANÁLISIS DE DEFORMÍMETROS EN EL ACERO

De los 34 deformímetros instalados, algunos se dañaron durante la colocación del concreto en los elementos estructurales y otros registraron una respuesta ruidosa que no representaba el comportamiento del acero de refuerzo. Al final se obtuvieron datos razonables sólo de 20 sensores, que permitieron obtener información del comportamiento de algunos castillos y dadas de cerramiento, no así del acero de refuerzo de la losa de azotea del modelo.

En la tabla 5.9 se muestran los valores máximos de deformación para las tres últimas etapas de ensaye del modelo. Los valores están multiplicados por 1000 y la nomenclatura de cada sensor puede observarse en el apartado de instrumentación. En la tabla A.14 se muestran las deformaciones de fluencia que para el acero de refuerzo longitudinal y transversal fueron de 0.0045 mm/mm y .0031 mm/mm respectivamente.

En las primeras dos etapas de ensaye, los valores de deformación fueron muy bajos, menores que 0.001 mm/mm. Fue hasta la tercera etapa de ensaye que en algunos sensores se registraron valores hasta de 0.001 mm/mm. De los resultados de la tabla 5.9 se muestra que, en la última etapa de ensaye del modelo, sólo tres elementos registraron deformaciones de fluencia: CS3-LM, CS6LI y CO7-LI.

A partir de la tercera etapa, el sensor CS3-LM colocado en la zona de la ventana registró un valor máximo de 0.0035 mm/mm; este valor se relacionó con la penetración de las grietas en el castillo aunque sin producir desconchamientos en el concreto. Posteriormente, en el cuarto sismo de la quinta etapa, el mismo sensor registró la incursión en el intervalo inelástico, es entonces, cuando se presentó el desconchamiento del concreto en la unión del castillo con la dala de ventana.

En el mismo sismo se registró la fluencia del acero longitudinal del castillo CS6 y aunque se perdió el sensor del castillo CN6 se puede pensar que ambos elementos tuvieron el mismo comportamiento ya que en ambos se produjo el desconchamiento del concreto y el plegamiento del acero longitudinal. En la figura 5.17 se muestra la evolución de deformaciones en estos castillos en los sismos de la quinta etapa.

5.10 ANÁLISIS DE DEFORMÍMETROS EN EL ACERO

De los 34 deformímetros instalados, algunos se dañaron durante la colocación del concreto en los elementos estructurales y otros registraron una respuesta ruidosa que no representaba el comportamiento del acero de refuerzo. Al final se obtuvieron datos razonables sólo de 20 sensores, que permitieron obtener información del comportamiento de algunos castillos y dadas de cerramiento, no así del acero de refuerzo de la losa de azotea del modelo.

En la tabla 5.9 se muestran los valores máximos de deformación para las tres últimas etapas de ensaye del modelo. Los valores están multiplicados por 1000 y la nomenclatura de cada sensor puede observarse en el apartado de instrumentación. En la tabla A.14 se muestran las deformaciones de fluencia que para el acero de refuerzo longitudinal y transversal fueron de 0.0045 mm/mm y .0031 mm/mm respectivamente.

En las primeras dos etapas de ensaye, los valores de deformación fueron muy bajos, menores que 0.001 mm/mm. Fue hasta la tercera etapa de ensaye que en algunos sensores se registraron valores hasta de 0.001 mm/mm. De los resultados de la tabla 5.9 se muestra que, en la última etapa de ensaye del modelo, sólo tres elementos registraron deformaciones de fluencia: CS3-LM, CS6LI y CO7-LI.

A partir de la tercera etapa, el sensor CS3-LM colocado en la zona de la ventana registró un valor máximo de 0.0035 mm/mm; este valor se relacionó con la penetración de las grietas en el castillo aunque sin producir desconchamientos en el concreto. Posteriormente, en el cuarto sismo de la quinta etapa, el mismo sensor registró la incursión en el intervalo inelástico, es entonces, cuando se presentó el desconchamiento del concreto en la unión del castillo con la dala de ventana.

En el mismo sismo se registró la fluencia del acero longitudinal del castillo CS6 y aunque se perdió el sensor del castillo CN6 se puede pensar que ambos elementos tuvieron el mismo comportamiento ya que en ambos se produjo el desconchamiento del concreto y el plegamiento del acero longitudinal. En la figura 5.17 se muestra la evolución de deformaciones en estos castillos en los sismos de la quinta etapa.

Se concluyó que de acuerdo con el daño de los castillos CS3 y CN6 (figuras 5.7 y 5.8), los valores de deformación registrados se debieron al plegamiento del acero longitudinal que fue resultado de la desintegración del concreto en esa zona del castillo y no debido a un comportamiento por flexión del elemento.

El sensor CO7-LI fue colocado en un castillo del muro central que posteriormente fue retirado, por lo que su comportamiento fue muy diferente al de los dos castillos ya mencionados. En este caso, el castillo trabajó como una columna a flexión y en la quinta etapa registró deformaciones de fluencia.

El análisis de los deformímetros ubicados en el acero longitudinal de las dalas de las fachadas Norte y Sur (DNL-S, DSL-I y DSL-S) mostró los bajos niveles de solicitaciones a los que fueron sometidos. Durante todo el ensaye los registros permanecieron elásticos, con una deformación máxima inferior a la deformación de fluencia (0.0023 vs 0.0045).

Tabla 5.9 Deformaciones máximas registradas por los sensores ($\times 10^{-3}$)

Sensor	M1-A					M1-B					M1-C					
	Registro aplicado					Registro aplicado					Registro aplicado					
	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	6
CN6-EI	0.1	0.0	-0.1	-0.1	0.1	0.1	0.1	-	0.7	1.0	0.2	0.4	0.7	1.1	1.7	1.6
CS6-EI	-	-	-	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	0.1	0.1	0.3	0.4	-1.0	0.8
CS6-LI	0.1	0.0	0.1	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.3	-	1.2	2.1	2.0	10.0	8.5	0.0
CN5-EI	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.2	0.3	0.3	0.3	0.7	-0.2
CN5-LI	0.6	0.5	0.7	1.0	1.0	-	-	-	-	-	1.6	1.9	1.7	1.6	2.0	1.9
CS5-EI	0.4	0.4	0.5	0.8	0.8	0.6	0.8	1.1	1.3	1.7	-	-	0.0	0.0	0.0	0.0
CN4-LI	-0.4	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-	-	-	-	-	0.6	0.9	1.4	2.7	-0.9	-0.8
CS4-LI	0.3	0.3	-0.4	0.8	0.8	0.6	0.6	-0.6	1.0	1.2	1.0	1.5	1.5	2.5	3.0	-0.8
CS4-EI	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.1	0.1	0.1	0.7	0.5	0.3
CO7-LI	0.4	0.4	0.5	0.8	0.9	-	-	-	-	-	1.8	2.3	1.8	2.4	9.5	2.5
CE7-LI	-0.3	0.3	0.4	0.7	0.7	0.5	0.6	0.9	1.1	1.8	1.5	1.7	1.5	1.8	-1.6	1.3
CE3-LI	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4	0.3	0.3	0.4	0.5	0.8	0.9	1.0	1.0	1.6	2.5	2.0
DNL-S	0.1	0.1	0.1	0.3	0.4	-	-	-	-	-	0.6	0.6	0.4	-0.4	-0.2	-0.1
DSL-I	0.1	-0.1	-0.2	0.5	0.5	0.4	0.4	0.4	0.9	1.1	1.1	1.3	1.5	1.7	2.3	0.4
DSL-S	0.3	0.4	0.5	0.8	0.8	0.6	0.8	1.0	0.9	0.9	1.0	1.1	1.1	1.1	1.2	0.8
CN3-LM	0.4	0.4	0.5	0.7	0.8	-	-	-	-	-	1.5	1.8	1.3	0.7	1.0	0.4
CS3-LM	0.5	0.5	0.7	1.0	1.1	0.8	1.0	1.7	2.0	3.5	3.3	3.4	3.0	8.6	-10	-16
CN2-LM	0.5	0.5	0.5	0.9	1.3	-	-	-	-	-	1.7	2.5	2.5	2.6	1.9	1.0
CS2-LM	0.5	0.4	0.6	1.1	1.1	0.8	0.9	0.8	1.7	1.5	1.5	2.0	1.8	1.8	1.2	0.9
CS1-LI	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.1	0.1	0.2	0.1	-	-0.2	-1.2	-1.1	-1.4	-2.9	-2.3

Nota: Deformación de fluencia del acero longitudinal: 4.5×10^{-3} mm/mm

Deformación de fluencia del acero transversal: 3.1×10^{-3} mm/mm

5.11 DEFORMACIONES ANGULARES EN LOS TABLEROS

Cuando un muro se somete a cargas laterales en su plano, se genera un estado de deformaciones que tiene como componentes de deformación lateral más importantes las debidas a flexión, cortante, deslizamiento y expansión del muro. En este trabajo, se utilizó el método convencional para evaluar la deformación asociada al cortante mediante el cambio de longitud de las dos diagonales de un muro (Fig. 5.18), mediante la ecuación 5.4, que es una simplificación válida para muros con relación de aspecto igual a uno, (Aguilar 1996).

$$\gamma = |\varepsilon_1| + |\varepsilon_2| = \left| \frac{d_1}{l_1} \right| + \left| \frac{d_2}{l_2} \right| \quad (5.4)$$

donde

- γ es la deformación angular del muro;
- ε_1 deformación de la diagonal No. 1;
- ε_2 deformación de la diagonal No. 2;
- d_1 acortamiento o alargamiento medido en la diagonal anterior;
- d_2 acortamiento o alargamiento medido en la diagonal posterior;
- l_1 longitud inicial de la diagonal No. 1,
- l_2 longitud inicial de la diagonal No. 2.

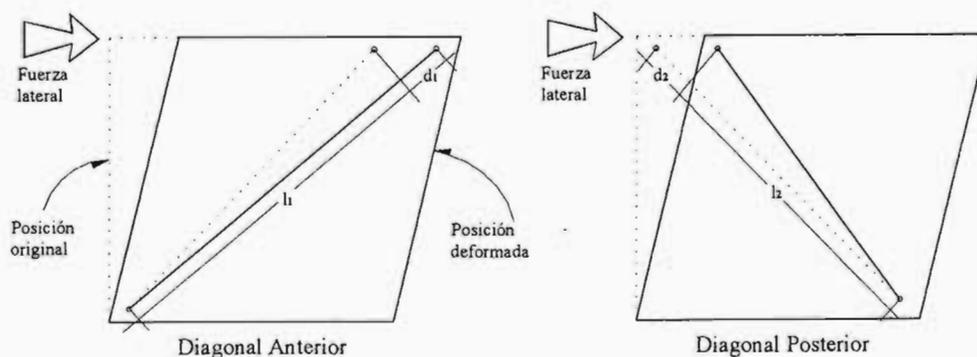


Figura 5.18 Componentes de la deformación angular en los muros

En un muro de mampostería sometido a carga lateral, se puede suponer de manera aproximada, que la deformación lateral se compone sólo de las deformaciones debidas al cortante y a la flexión, y entonces se puede establecer que

$$R = \gamma + \theta \quad (5.5)$$

donde

- R distorsión del modelo calculada a partir de los registros de aceleración,
- γ contribución media de la deformación angular a la distorsión,
- θ contribución media de la deformación por flexión a la distorsión.

Una vez obtenida la deformación angular y la distorsión total del modelo, la deformación por flexión se obtiene a partir de los valores conocidos, R y γ .

El modelo de un piso se instrumentó para medir las deformaciones angulares en tres muros de la fachada Norte: dos en el muro MN1, dos en el muro MN3 y uno en el muro MN4 (fig 4.31). De la respuesta obtenida, las deformaciones angulares del MN1 no se incluyeron por haber presentado un exceso de ruido.

Otro aspecto a considerar, es que los muros MN4 y MS4 fallaron por cortante deslizante, por lo que, en la ecuación 5.5, habría que tomar en cuenta esta contribución. Sin embargo, el muro no fue instrumentado para obtener este tipo de desplazamientos. Además, en el muro, uno de los transductores fue colocado por encima de la grieta longitudinal por lo que, al menos en esa componente, el sensor no midió el deslizamiento del muro.

Bajo estas condiciones no fue posible suponer un valor promedio de la deformación angular del modelo en función de la deformación angular de cada muro. Por lo que, en este trabajo, sólo se muestra la relación entre los valores máximos de la deformación angular, γ_m , de los muros MN3 y MN4 y la distorsión del modelo, R_M (Fig 5.19).

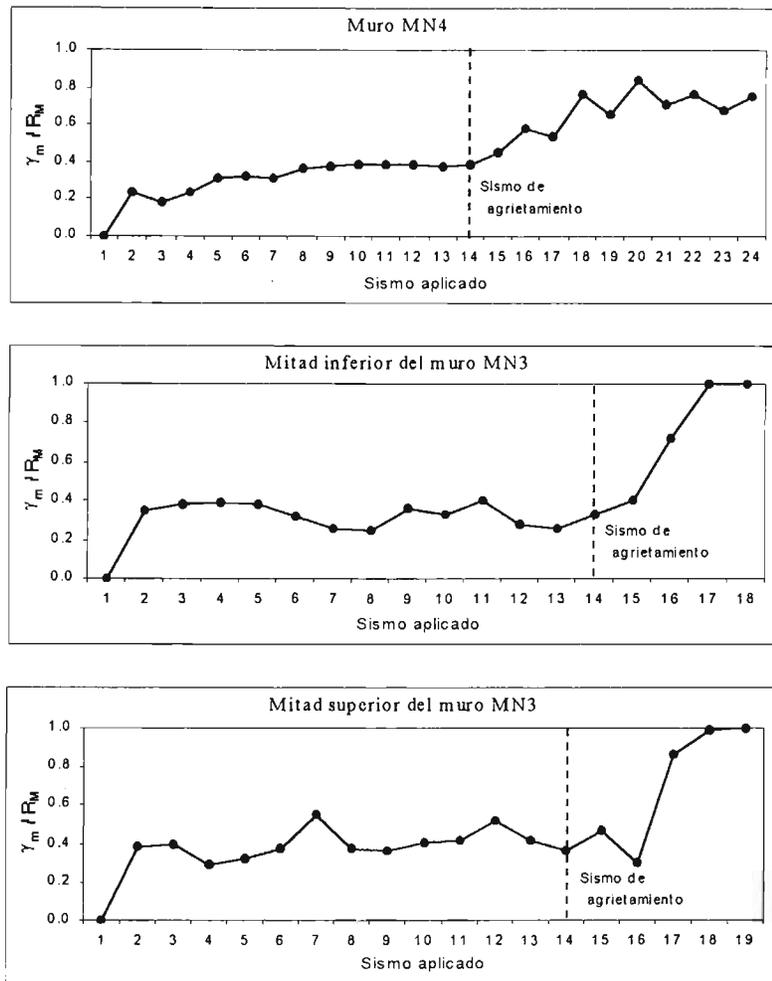


Figura 5.19 Relación de la deformación angular contra la deformación total del modelo de los muros MN3 y MN4

En las curvas de la figura 5.19, se muestra una contribución de la deformación al cortante que, en los dos muros, se incrementó a partir del primer agrietamiento inclinado en el modelo, el cual sucedió durante el sismo No. 14 ($M_s = 8.3$ (2)). A partir de entonces, en el muro MN3, la deformación angular sobrepasó la deformación total del modelo, mientras que, en el muro MN4 la contribución se fue dando en función de la intensidad de los sismos aplicados, es decir, conforme el daño fue mayor en número grietas, anchura, y desprendimientos, mayores fueron las contribuciones al corte, lo que apoya la afirmación de que los muros fallaron por corte.

CAPITULO 6

BREVE ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO OBSERVADO

6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se analizan los factores que influyeron en el comportamiento del modelo de un piso, sobre todo, en la resistencia a fuerzas laterales que fue medida en el modelo, la cual fue del doble a la resistencia calculada con los criterios de las NTCM.

6.2 MODO DE FALLA OBSERVADO

Mediante los ensayos realizados en muros de mampostería confinada, se ha relacionado el modo de falla con los factores determinantes que llevan a presentarlo. Sin embargo, en un sistema estructural sometido a una sollicitación sísmica, intervienen diversos factores que hacen que los muros estén sometidos a un estado de fuerzas más complejo, con lo cual los muros del sistema estructural pueden experimentar diferentes modos de falla.

Estos aspectos fueron relevantes en el comportamiento sísmico del modelo de un piso ya que se observaron diferentes tipos de falla en los muros del modelo y más aún, variaciones en el tipo de falla en las secciones superior e inferior de los muros esbeltos (tabla 6.1).

Tabla 6.1 Tipos de falla en los muros del modelo

No.	Muro	Tipo de falla	Tipo de grietas
1	Tablero inferior del muro MN1	Tensión diagonal	Inclinada en una dirección
2	Tablero superior del muro MN1	Tensión diagonal	Inclinada en una dirección
3	Tablero inferior del muro MN3	Tensión diagonal y cortante	Inclinada en una dirección
4	Tablero superior del muro MN3	Tensión diagonal y cortante	Inclinada en las dos direcciones
5	Muro MN4	Deslizamiento	Horizontal en la base del muro
6	Tablero inferior del muro MS1	Deslizamiento	Horizontales y verticales
7	Tablero superior del muro MS1	Tensión diagonal	Inclinada en una dirección
8	Tablero inferior del muro MS3	Tensión diagonal y cortante	Inclinada, horizontal y vertical
9	Tablero superior del muro MS3	Tensión diagonal	Inclinadas en una dirección
10	Muro MS4	Cortante deslizante y diagonal	Horizontal e inclinada en la base del muro

La tabla 6.1 muestra los modos de falla de los muros que estaban en la dirección de aplicación de la carga en el modelo. En los muros MN4 y MS4 no se formaron los agrietamientos inclinados en forma de "X", sin embargo, en la etapa final de ensaye, sí se formaron grietas inclinadas en la mitad inferior de ambos muros, que antecedieron, a la resistencia y a la falla del modelo. En el apéndice B se muestra el agrietamiento de los muros, en cada uno de los sismos aplicados.

6.3 RESISTENCIA DEL MODELO

En este apartado se comparan la resistencia del modelo obtenida en el ensaye y la calculada con las recomendaciones de las NTCM. La resistencia del modelo, igual a 30 tf, se alcanzó en el primer sismo ($M_s = 8.0$) de la quinta etapa de ensaye del modelo M1-C, mientras que, para obtener la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v_m^* , las NTCM proponen dos opciones: 1) valores indicativos en función de la resistencia a compresión de las piezas, f_p^* y 2) ensaye de muretes.

En el apartado 4.7, sobre el diseño estructural del modelo, se estimó la resistencia en función del valor recomendado por la NTCM ($v_m^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$), con el cual, se obtuvo una resistencia de 8.7 t para el modelo original, es decir, cuando éste aún tenía los muros del eje central C. En la tabla 6.3 se muestran las resistencias calculadas con las variaciones del modelo en cada etapa.

A continuación se evalúa la resistencia utilizando los valores obtenidos mediante el ensaye de muretes de mampostería elaborados con tabiques y mortero a escala (Apéndice A), previamente se había comprobado que la resistencia de los especímenes pequeños era similar a la resistencia de los especímenes con dimensiones normales.

En la tabla 6.2 se muestran algunos de estos valores con las siguientes variaciones: 1) los valores de diseño con los coeficientes de variación recomendados por las NTCM, (CV NTCM) 2) los valores de diseño con los coeficientes de variación obtenidos de los ensayos realizados (CV Exp) y 3) los valores medios de los ensayos realizados (prom Exp). En las tres propiedades que se muestran en la tabla 6.2, se alcanzó un coeficiente de variación menor que el mínimo recomendado por las NTCM.

Tabla 6.2 Valores de diseño de la mampostería a la fecha de ensaye del modelo

Concepto	CV _{NTCM}	CV _{Exp}	Resistencia, kg/cm ²		
			con CV _{NTCM}	con CV _{Exp}	prom _{Exp}
Compresión de las piezas, f_p	0.35	0.17	64	84	120
Compresión de la mampostería, f_m	0.15	0.06	52	62	71
Compresión diagonal de la mampostería, v_m	0.20	0.14	7.8	8.7	11.7

Para estimar la resistencia a fuerzas laterales y compararla con el cortante obtenido, el valor adecuado debe ser el valor medio, es decir, $v_m = 11.7 \text{ kg/cm}^2$. En la tabla 6.3 se muestran los cortantes calculados y medidos. Para el modelo M1SRSC-C, es decir la última etapa de ensaye, la sobrerresistencia es aproximadamente de dos (30.1 tf vs 14.7 tf). Si se compara la fuerza cortante máxima con la resistencia calculada con el valor indicativo de las NTCM, la primera es 6.5 veces mayor que la calculada (30.1 tf vs 4.6 tf). Sin embargo, la expresión de las NTCM, utilizada para calcular la fuerza cortante, está calibrada con el estado límite de agrietamiento inclinado, entonces la fuerza cortante medida es cuatro veces mayor que la calculada (19.8 tf vs 4.5 tf).

Tabla 6.3 Cortante basal de los modelos

Modelo	Fuerza cortante, tf				Medido ⁴	Medido ⁴
	NTCM ¹	NTCM ²	NTCM ³	Medido ⁴	NTCM ¹	NTCM ³
M1SRSC	8.3	20.1	26.8	14.7	1.8	0.5
M1SRSC-M	5.5	13.2	17.6	18.6	3.4	1.1
M1SRSC-A	4.5	10.9	14.6	19.8	4.4	1.4
M1SRSC-B	4.6	11.0	14.7	23.2	5.0	1.6
M1SRSC-C	4.6	11.0	14.7	30.1	6.5	2.0

1. Cortante calculado con el valor indicativo de las NTCM, v_m igual a 3.5 kg/cm^2
2. Cortante calculado con v_m^* igual a 8.7 kg/cm^2
3. Cortante calculado con v_m^* igual a 11.7 kg/cm^2
4. Cortante del modelo medido en el ensaye

En el caso del ensaye cuasi estático del modelo tridimensional (Sánchez, 1998), la resistencia medida fue muy similar a la resistencia calculada con la expresión de las NTCM: las fuerzas cortantes máximas ante carga positiva y negativa fueron, en promedio, 37 % superiores a la resistencia teórica calculada, mientras que, las cortantes de agrietamiento fueron, en promedio, 10 % mayores que dicha resistencia teórica.

A continuación se estudian los factores que influyeron en los niveles de sobrerresistencia obtenidos, tales como, el efecto dinámico y la relación de aspecto de los muros del modelo.

6.3.1 Influencia de la relación de aspecto de los muros del modelo

En la práctica es común suponer que la fuerza cortante que debe resistir cada muro es proporcional a su área transversal; sin embargo, dicha distribución de fuerzas desprecia las deformaciones por flexión. Para ensayos en voladizo de especímenes de concreto, a medida que el muro se hace más esbelto, influyen más las deformaciones por flexión, y aun cuando éstas, no lleguen a cambiar el tipo de falla, pueden reducir el esfuerzo cortante promedio resistente. Es la relación de aspecto, el parámetro que cambia la distribución de esfuerzos en un muro y que puede modificar, en forma importante, la resistencia del mismo.

Alvarez y Alcocer (1994) estudiaron la influencia de la relación de aspecto en muros de mampostería confinada, mediante la recopilación de ensayos realizados por tres investigadores así como tres ecuaciones para evaluarlo: 1) la expresión del método simplificado de las NTCM, 2) una expresión propuesta por San Bartolomé (1990), y 3) una ecuación calculada mediante un ajuste de mínimos cuadrados (Fig 6.2).

Como se observa en la figura 6.1, las ecuaciones propuestas proporcionan valores conservadores en comparación con los obtenidos experimentalmente. Sin embargo, el número de datos es muy escaso para hacer una apreciación más objetiva. Se reconoce que la relación de aspecto (H/L), es un parámetro que falta por ser estudiado si se quiere establecer con mayor exactitud el comportamiento de los muros de mampostería confinada.

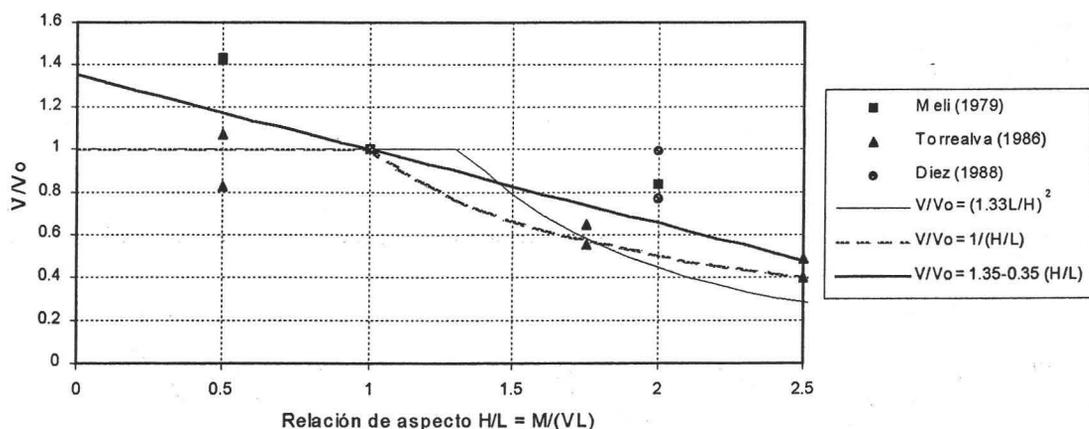


Figura 6.1 Efecto de la relación de aspecto en la resistencia a cortante (Alvarez y Alcocer, 1994)

Este aspecto es de particular importancia para el modelo de un piso, ya que en cada fachada de estudio se tienen dos muros esbeltos, unidos por un pretil, que dan forma a la abertura de ventana (MN1, MN3 y; MS1 y MS3). Esta condición hace que ante la aplicación de cargas laterales, los muros se deformen de diferente forma dependiendo de la dirección de aplicación de la carga, y que sea necesario considerar, la relación de aspecto para cada dirección, es decir, tomando la altura total del muro se tendría una relación de aspecto, $H/L = 2.45$ y si se toma la altura libre, en la abertura de ventana, se tendría una relación $H/L = 1.20$.

Esta diferencia es muy significativa al momento de evaluar la resistencia de un muro bajo condiciones similares, para muros con aberturas de ventana, el valor de H/L adecuado, sería el correspondiente al tipo de falla del muro, y este a su vez, estaría definido por el mecanismo de falla del modelo tridimensional.

Tomando en cuenta la acción de las fuerzas cortantes actuando en una dirección del modelo, la deformada resultante de las fachadas norte o sur, y que los muros referido fallaron por cortante, en el cálculo de la resistencia lateral del modelo en la dirección Y (tabla 4.5), a los muros MN3 y MS3 se les puede asignar una relación de aspecto igual a uno, con lo que su área efectiva se hace igual a su área bruta, entonces las fuerzas cortantes calculadas y medidas quedarían como se muestran en la tabla 6.4.

Tabla 6.4 Cortante basal de los modelos

Modelo	Fuerza cortante, tf			Medido ³	
	NTCM ¹	NTCM ²	Medido ³	NTCM ¹	NTCM ²
M1SRSC	9.0	29.1	14.7	1.6	0.5
M1SRSC-M	6.2	19.8	18.6	3.0	0.9
M1SRSC-A	5.2	16.8	19.8	3.8	1.2
M1SRSC-B	5.3	16.9	23.2	4.4	1.4
M1SRSC-C	5.4	17.0	30.1	5.6	1.8

1. Cortante calculado con el valor indicativo de las NTCM, v_m^* igual a 3.5 kg/cm^2
2. Cortante calculado con v_m^* igual a 11.7 kg/cm^2
3. Cortante del modelo medido en el ensaye

Bajo estas condiciones, el valor de la sobrerresistencia se reduce al 77 % ($30.1 \text{ vs } 17.0$) y más aún, si se toma en cuenta el límite de agrietamiento de la ecuación 4.2, la resistencia calculada es prácticamente igual al cortante medido en el modelo ($19.8 \text{ vs } 16.8$).

6.3.2 Resistencia de agrietamiento y resistencia máxima esperada

Desde la década de los 70, la ecuación 4.2 fue calibrada para predecir el cortante de agrietamiento en muros de mampostería confinada. En ensayos de laboratorio más recientes, se ha comprobado que se tiene un buen nivel de predicción con la ecuación y que el cortante calculado es menor que la carga máxima que desarrolla el muro o sistema estructural.

Con la finalidad de desarrollar un modelo analítico para el comportamiento sísmico a cortante de la mampostería confinada, Flores (1995) estudió la respuesta ante cargas laterales de varios especímenes ensayados, estáticamente, en México. Para establecer el cortante máximo en muros sin refuerzo transversal, tomó en cuenta el mecanismo de acción de dovela del refuerzo longitudinal de los castillos (ec. 6.1), y con los resultados de varios ensayos realizados, calibró y propuso la ecuación 6.2.

$$V_d = 1.26\eta d_b^2 \sqrt{f'_c f_y} \quad (6.1)$$

$$V_{máx} \approx 1.25V_{uRDF} \quad (6.2)$$

donde d_b es el diámetro de la barra, η es un factor de eficiencia, $V_{máx}$ es igual al cortante máximo y V_{uRDF} es el cortante de agrietamiento que se calcula con la ecuación 4.2 utilizando valores obtenidos mediante ensaye de materiales. Cabe resaltar, que aún el valor de 1.25 de la ecuación 6.2 se consideró conservador, ya que en cinco ensayos estáticos de especímenes similares, se obtuvo un valor promedio de 1.32.

Si para el estado límite de agrietamiento del modelo de un piso se toma la resistencia al cortante, igual a 16.8 tf, (tabla 6.4), al aplicar la ecuación 6.2, se tendría una fuerza cortante máxima igual a 21 tf. Si se aplica la ecuación 6.1 para calcular la contribución a la resistencia por castillo, se obtiene 0.40 tf por cada uno de ellos, al tomar en cuenta sólo los castillos de las fachadas norte y sur, la fuerza cortante máxima no varía, significativamente, del valor calculado con la ecuación 6.2.

Es claro, que la expresión de las NTCM para evaluar la resistencia a fuerzas laterales de estructuras de mampostería confinada, en el estado límite de agrietamiento, tiene un buen nivel de seguridad. Con el modelo analítico propuesto por Flores (1995), para evaluar la resistencia a

fuerzas laterales, en el estado límite de resistencia del modelo de un piso, la aproximación de la fuerza cortante medida con la calculada es del orden del 40 % (30.1 tf vs 21 tf).

6.3.3 Influencia de la carga axial en los muros

En nuestro país, el efecto de la carga vertical, de compresión, en los muros de mampostería confinada fue uno de los primeros parámetros estudiados principalmente en muros aislados sometidos a fuerzas laterales cuasi estáticas (Meli, 1968). Las conclusiones más relevantes han sido que la presencia de carga vertical de compresión en un muro sometido a cargas laterales: 1) incrementa el nivel de resistencia asociada con la aparición de los agrietamientos iniciales y máximos, 2) incrementa la densidad de grietas en el muro con lo cual se distribuye mejor el daño y se presenta un daño final menor en los extremos de los castillos y 3) ante un nivel elevado de carga vertical, disminuye la ductilidad de desplazamiento del muro.

En el modelo de un piso, de acuerdo con la distribución de área tributaria (fig 4.14), en los muros MN3 y MS3, se concentró el valor máximo de carga axial igual a 0.82 kg/cm² y 1.75 kg/cm² en la primera y última etapa, respectivamente (cabe mencionar, que no se aplicaron aceleraciones verticales que pudieran haber incrementado o reducido la carga axial sobre los muros).

Estos valores son relativamente bajos y se puede pensar que no influyeron, de manera importante, en la sobrerresistencia del modelo ya que su efecto es tomado en cuenta en la expresión 4.2 utilizada para estimar la fuerza cortante del modelo. La influencia de la carga vertical se vio, de manera importante, en la distribución del agrietamiento en los muros. Se espera, que en los modelos de tres y cinco pisos se encuentren diferencias significativas en estas variables.

6.3.4 Influencia del ensaye dinámico

A lo largo de los años, en nuestro país, la experimentación se ha realizado mediante el ensaye estático de muros o sistemas estructurales. Siempre se ha señalado, que los ensaye estáticos son conservadores para determinar la resistencia a carga lateral de una estructura. Si bien el ensaye dinámico del modelo de un piso no permite hacer una comparación con otro espécimen ensayado estáticamente, en otros países se han realizado comparaciones puntuales entre estos dos métodos.

Paulson y Abrams (1990), estudiaron la correlación entre la respuesta estática y dinámica de modelos estructurales de mampostería reforzada. Se construyeron dos modelos a escala reducida 1:4, de tres pisos, de mampostería reforzada y con la misma configuración estructural. La primera estructura fue sujeta a un movimiento sísmico simulado en una mesa vibradora, mientras que, la segunda fue ensayada estáticamente mediante la aplicación de la historia de desplazamientos que presentó el modelo ensayado dinámicamente.

Los dos modelos presentaron el mismo valor de distorsión lateral; sin embargo, el modelo dinámico, desde el inicio, fue más resistente y con mayor rigidez que el estático y en los ciclos sucesivos sufrió menos deterioro en su rigidez y resistencia. El daño observado en el espécimen dinámico fue mucho menor que el observado en el espécimen estático a pesar de que el espécimen dinámico resistió fuerzas mayores (fig 6.2).

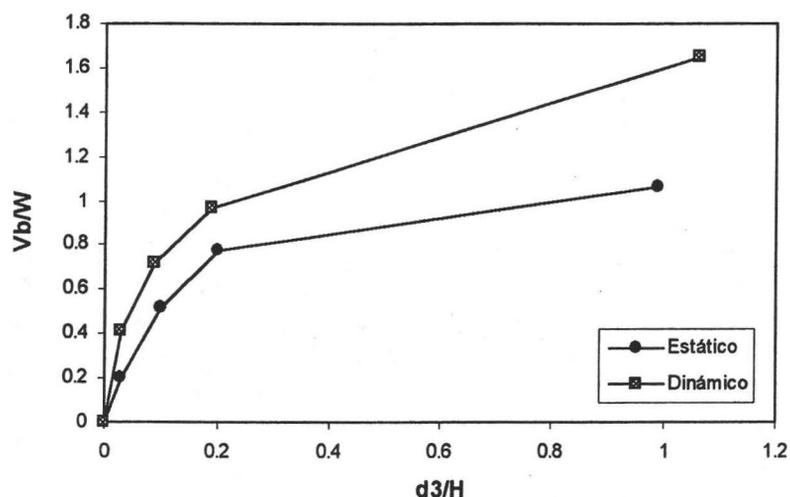


Figura 6.2 Distorsión lateral contra la fuerza cortante basal (a partir de Paulson y Abrams, 1990)

En el punto de carga máxima, el modelo dinámico fue 56% más resistente que el modelo estático. Al respecto, se concluyó que las diferencias en el comportamiento observado, fueron debidas a la diferencia en la tasa de aplicación de la carga entre el ensayo estático y dinámico. En la figura 6.2 puede observarse, además, que los puntos de distorsión de agrietamiento y de desplazamiento máximo fueron similares en los dos ensayos. Debe tomarse en cuenta, que este comportamiento sólo es válido para las condiciones de rigidez de los especímenes y tasa de aplicación de las cargas que prevalecieron en los ensayos.

Tomazevic *et al.* (1996) estudiaron la influencia de cuatro diferentes patrones de carga en el comportamiento sísmico ante cargas laterales de 32 muros de mampostería reforzada (fig 6.2). Los patrones de carga comprendieron una aplicación monótona, dos cíclicas reversibles y una historia de desplazamientos sísmicos. Cada carga se aplicó de manera estática y dinámica (AS y AD) y en cada aplicación se aplicaron dos niveles de carga axial de compresión (V1 y V2).

Para todos los patrones de carga y niveles de carga vertical, en los ensayos dinámicos se observaron valores mayores, de resistencia lateral y rigidez inicial, que en los muros ensayados estáticamente. El desplazamiento para los primeros agrietamientos fue muy similar en todos los casos, no así en el caso del desplazamiento último, en el cual, la aplicación monótona aplicada de manera estática y dinámica, dio valores más altos que en los otros tres casos.

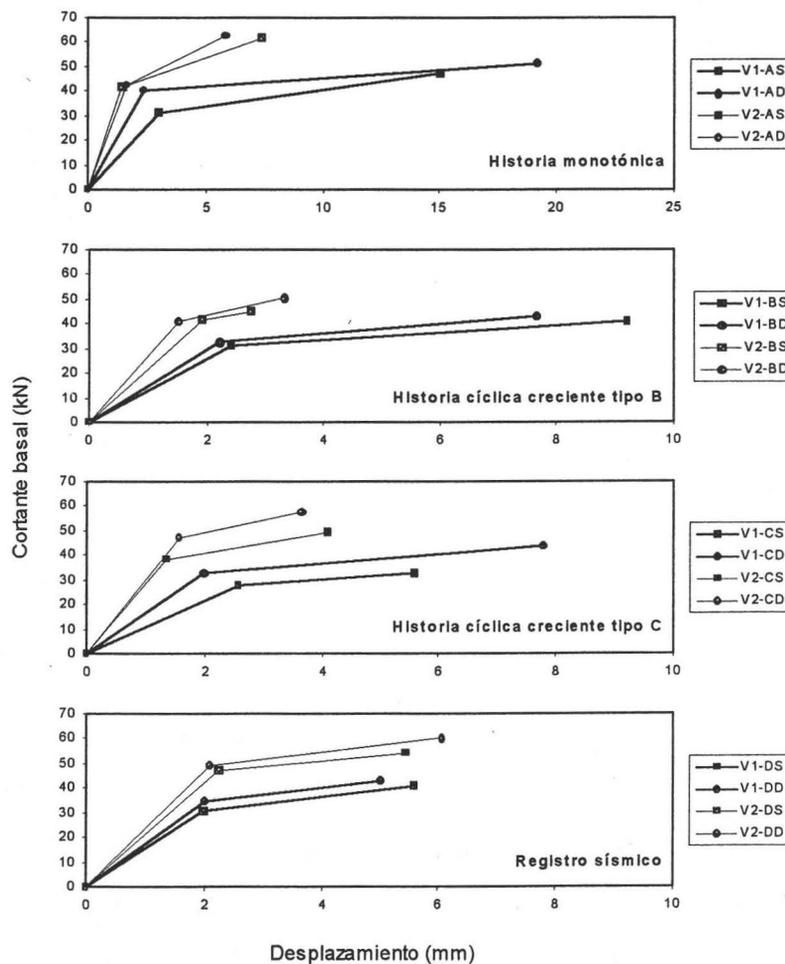


Figura 6.3 Envolturas para el punto de agrietamiento y el punto de carga máxima (a partir de Tomazevic *et al.* 1996)

Scaletti *et al.* (1992) estudiaron la influencia de la velocidad de la carga en tres modelos de mampostería confinada de dos pisos, a escala reducida 1:2. En uno se aplicó una carga estática monótona, el segundo se ensayó en mesa vibradora con una historia senoidal a 5 Hz y el tercero se ensayó pseudoestáticamente con una historia senoidal a 5 Hz.

Al observar las envolventes del cortante basal y el desplazamiento lateral, de los modelos ensayados estática y dinámicamente, se concluyó que el desplazamiento para los primeros agrietamientos fue muy similar en los dos modelos y que el modelo estático presentó mayor capacidad de deformación. En lo referente a capacidad de carga lateral, el modelo dinámico presentó un valor mayor que el modelo ensayado estáticamente.

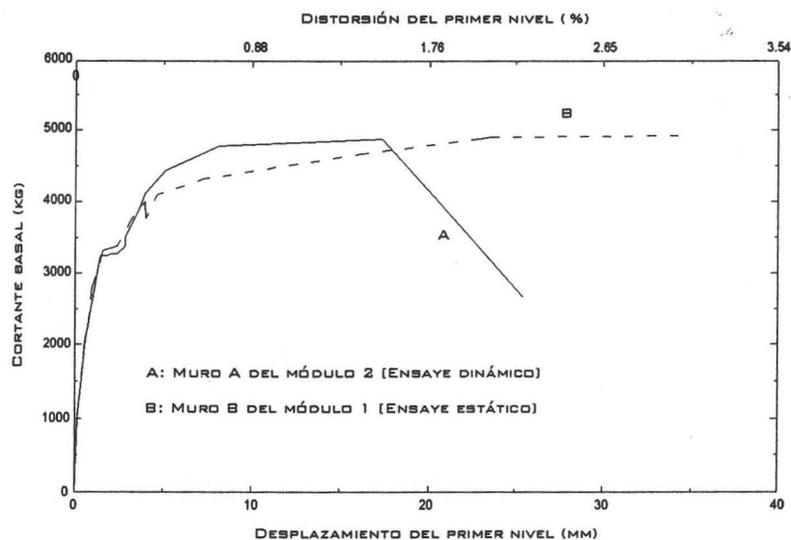


Figura 6.4 Envolventes de los dos ensayos (Scaletti *et al.* 1992)

En los tres ensayos estudiados se muestra la misma tendencia en lo referente a la sobrerresistencia que prevalece en los ensayos dinámicos sobre los ensayos estáticos, además, en los tres ensayos, las distorsiones de agrietamiento son muy similares en los dos tipos de ensayo. Al parecer, la tasa de aplicación de la carga, o la velocidad con la que se propagan las ondas sísmicas en la estructura, tiene incidencia en la formación de las grietas en los especímenes, sin embargo, los autores no reportan el valor de la velocidad en los diferentes estados límites del comportamiento de los especímenes.

6.3.5 Desplazamiento lateral del modelo

La respuesta del modelo de un piso, M1-SR-CC presentó una considerable sobrerresistencia ante cargas laterales, lo cual, está de acuerdo con lo reportado en los ensayos dinámicos de otros modelos de mampostería confinada y reforzada. Sin embargo, el modelo presentó una distorsión de agrietamiento de 0.34% que si se compara con los valores obtenidos de los ensayos estáticos, este valor podría considerarse, muy alto.

En los resultados preliminares del ensaye dinámico de los modelos de dos y tres pisos, se registraron distorsiones de agrietamiento de 0.17 % y 0.26 %. Estos valores concuerdan con los valores reportados en el ensaye dinámico de tres modelos de mampostería confinada, en los cuales se obtuvo una distorsión de agrietamiento promedio de 0.20 % (Alcocer y Murià, 1994).

En el apartado 6.3.4 se evaluó la respuesta de tres diferentes modelos sometidos a diferentes historias y velocidades de carga; en los ensayos estudiados, no se encontraron variaciones en la distorsión de agrietamiento entre el ensaye dinámico y el estático; sin embargo, esta última variable no fue evaluada de manera cuantitativa, porque no fue reportada por los investigadores. Otra hipótesis esta basada en las alteraciones de la respuesta experimental debidas al ensaye del modelo a una escala reducida, es decir, los efectos de escala.

En el concreto, se ha encontrado que una reducción del tamaño de espécimen produce un incremento en sus propiedades de resistencia, rigidez y una disminución del número de grietas. En la mampostería, las observaciones experimentales indican que a medida que el espécimen se hace más pequeño se produce un aumento considerable en la resistencia del mortero y la adherencia del mismo con la pieza. Este efecto combinado tiene mayor influencia en la resistencia gobernadas por la tensión (flexión y cortante) que en la compresión (Krawinkler, 1988), sin embargo, no se reportan alteraciones en la distorsión de agrietamiento.

A juicio del autor, en México, es necesaria una investigación que estudie los efectos de escala incluyendo variaciones en la velocidad de aplicación de la carga, en muros de mampostería confinada con diferente relación de aspecto y posteriormente en estructuras más complejas.

CAPITULO 7

CONCLUSIONES

7.1 INTRODUCCIÓN

El ensaye realizado, es el primero de una serie de ensayos dinámicos de estructuras de mampostería confinada en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería. Los resultados obtenidos en este ensaye y en los subsecuentes, permitirán elaborar modelos matemáticos que simulen el comportamiento de alguno de los muros o de la estructura completa. En este capítulo se presentan las conclusiones derivadas del presente estudio, así como las recomendaciones e implicaciones que éstas tienen en el análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería confinada de un piso sometidas a movimientos sísmicos registrados en la zona de subducción del Pacífico mexicano.

7.2 CONCLUSIONES

7.2.1 Programa experimental

1. Por los resultados obtenidos, la ley de similitud simple y el factor de escala utilizado, fueron adecuados para la modelación de este tipo de estructuras. Sin embargo, se debe tomar en cuenta la ley de similitud completa ya que en esta se tiene la ventaja de que las aceleraciones aplicadas al modelo son iguales que las de prototipo, con lo que el equipo de la mesa vibradora se podría utilizar para ensayar estructuras más rígidas y resistentes. Si bien, se tendrían que realizar estudios adicionales para obtener los materiales con las características necesarias para cumplir con la ley de similitud ($\sigma_P/\sigma_M = 1$ y $\varepsilon_P/\varepsilon_M = 1$).
2. Un aspecto que modificó el curso del experimento fue la buena calidad de las piezas de mampostería utilizadas para la construcción del modelo ($f_p = 120 \text{ kg/cm}^2$). Como resultado, en el ensaye de muretes de mampostería se obtuvo una resistencia a la compresión diagonal media igual a 11.7 kg/cm^2 y un valor de diseño de 8.7 kg/cm^2 , mientras que, en las pilas se obtuvo una resistencia a la compresión media, f_m , igual a 71 kg/cm^2 .

Los valores obtenidos fueron excepcionalmente altos con respecto a los valores recomendados por las NTCM. Consciente de lo anterior, Tena (Fundación ICA, 2002) recomienda que en versiones futuras de las NTCM, se relacione el esfuerzo cortante resistente, v_m , en función de la raíz cuadrada de la resistencia en compresión, f_m , lo cual promovería el uso de piezas de mayor calidad y redundaría en una menor vulnerabilidad de las estructuras de mampostería ante sismos.

El desconocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales con que se construye, tiene desventajas si la resistencia de los materiales es mayor o menor que los valores indicativos de la norma. En edificios de mampostería de varios pisos, se recomienda seguir las indicaciones de las NTCM para obtener las propiedades mecánicas de la mampostería mediante el ensaye de especímenes construidos con los materiales utilizados en la obra.

3. El estudio de materiales permitió establecer que para obtener un mortero con resistencia a la compresión igual a 125 kg/cm^2 (Mortero tipo I de las NTCM), es suficiente utilizar relaciones volumétricas de arena y cementantes del orden de 5 (tabla A.3). Si bien, en este estudio, la realización de mortero fue con arena de buena calidad, de un solo banco y además, la cantidad de agua fue controlada.
4. Los agrietamientos inclinados y horizontales que penetraron en los castillos, confirmaron la necesidad de reforzar los extremos de los castillos con mayor número de estribos. Sin embargo, esta condición debe extenderse a las zonas de los castillos que se unen con las dadas colocadas en las aberturas para ventanas, es decir, en la zona media del castillo.
5. Las grietas verticales observadas en algunos muros, muestran la importancia de construir los muros con sus extremos dentados (figs B.16 y B.18). Sin embargo, se deberán tomar consideraciones especiales en el revenimiento del concreto utilizado para formar los castillos. En este trabajo, con la dosificación del aditivo superplastificante recomendada por el fabricante, en el concreto se obtuvieron revenimientos del orden de 20 cm con lo cual no se presentaron oquedades en las dentaduras de los muros.

7.2.2 Comportamiento sísmico observado

1. A partir de las envolventes calculadas, se puede considerar que el modelo se comportó dentro del intervalo elástico hasta el último sismo de la tercera etapa, durante el cual se formó el primer agrietamiento inclinado en el muro MN1 a una distorsión de 0.34% y un cortante basal promedio de 19 tf. Con la aplicación de la ecuación 4.2 transcrita de las NTCM, para la configuración de muros correspondiente al modelo M1-A y las propiedades mecánicas promedio obtenidas en el ensaye de materiales, se obtuvo una resistencia igual a 14.6 tf, es decir, la resistencia medida fue 31% mayor que la calculada, lo cual confirma que la ecuación 4.2 predice conservadoramente el cortante de agrietamiento para especímenes ensayados dinámicamente.
2. En la quinta etapa de ensaye del modelo M1-C, se obtuvo el cortante basal máximo igual a 30 tf con una distorsión calculada de 0.67%. Es decir, se obtuvo una sobre-resistencia del 100% con respecto a la calculada con la ecuación referida, mientras que, en cinco ensayos estáticos de especímenes similares, para esta relación se obtuvo un valor promedio de 32% (Flores, 1995). En el modelo ensayado, la diferencia se atribuye principalmente a la tasa de aplicación de la carga que fue resultado de la aplicación de registros sintéticos generados a partir de un registro sísmico ocurrido en la costa del Pacífico mexicano; sin embargo, se requiere realizar ensayos en especímenes más sencillos para corroborar esta hipótesis.
3. Para el estado límite de comportamiento elástico, esto es, cuando en el modelo se presentó la primera grieta inclinada, para la estructura prototipo se obtuvo un coeficiente sísmico medido de 1.91, es decir, el coeficiente sísmico medido fue casi del doble que el especificado por el Manual de la CFE (1.91 vs 0.86). Es evidente que para el estado límite de resistencia y de falla y para los valores de coeficiente sísmico especificados por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal este margen de seguridad se incrementaría.
4. La degradación de rigidez del modelo siguió una tendencia parabólica similar a la obtenida en los ensayos estáticos. En general, para los estados de agrietamiento inicial y resistencia, el modelo ensayado dinámicamente exhibió una degradación de rigidez, menor que en el modelo tridimensional ensayado estáticamente (42% y 64% vs 64% y 82%, respectivamente).

5. La ductilidad de desplazamiento, μ , definida como la capacidad de presentar desplazamientos laterales en el intervalo inelástico manteniendo la resistencia, y calculada según el criterio de Park, fue de 3.33 y 2.74 para las envolventes positiva y negativa, respectivamente. Estos valores son más bajos que los obtenidos en el modelo tridimensional ensayado estáticamente ($\mu= 4.08$), sin embargo, en el espécimen de este trabajo no se aumentó el número de estribos en los extremos de los castillos.
6. Se calculó un valor de 22.5 Hz para la frecuencia de vibración en la dirección de estudio del modelo, que equivale a un periodo igual a 0.044 y 0.088 para las estructuras modelo y prototipo, respectivamente. El valor del periodo del prototipo difiere de los valores medidos en edificios de mampostería desplantados en suelo firme en los cuales se han obtenido relaciones de periodo a número de niveles, T/n igual a 0.04 (Murià y González, 1995). La diferencia se atribuyó a la pérdida de rigidez del modelo debida al daño inicial en algunos de sus muros. Sin embargo, no se realizó estudio alguno para confirmarlo.
7. El porcentaje de amortiguamiento obtenido mediante el método de ancho de banda y un factor de suavizado igual a 18 fue del orden del 6 %, si bien, el método resultó limitado para establecer este parámetro en todas las etapas de ensaye debido al acoplamiento de frecuencias que se presentó en las últimas etapas de ensaye del modelo.
8. El análisis de deformímetros en el acero mostró que cuando se formó el primer agrietamiento inclinado, las deformaciones en las barras longitudinales de los castillos y dalas, fueron muy bajas en comparación con las deformaciones de fluencia (0.001 vs 0.0045) y que éstas sólo se presentaron en aquellos castillos del modelo en los cuales se formó el plegamiento de las barras longitudinales debido a la penetración de las grietas en el concreto (figs 5.7 y 5.8).
9. Los muros cabeceros se agrietaron hasta la cuarta etapa de ensaye y en mayor cantidad cuando se alcanzó el estado límite de resistencia (última etapa de ensaye). En esta etapa, en los muros ME1, ME4 y MO1 se formaron agrietamientos inclinados que sugieren un mecanismo de resistencia que contribuyó a la estabilidad de los muros que estaban en la dirección de estudio del modelo (fig B.18).

10. El aumento de los componentes de torsión fue proporcional al incremento de los agrietamientos en los muros (tabla 5.4), por su parte y de manera diferente, la amplificación dinámica se incrementó, hasta que se alcanzó el estado límite de agrietamiento, a un valor máximo de 56%, a partir de entonces la tendencia fue irregular, si bien, en la última etapa los valores de amplificación tendieron a bajar hasta registrarse una deamplificación en el último registro sísmico aplicado al modelo.

7.3 RECOMENDACIONES Y ESTUDIOS FUTUROS

1. En el ensaye realizado, para el primer agrietamiento inclinado, se obtuvieron valores de distorsión más altos que los usualmente obtenidos en los ensayos estáticos. En resultados preliminares de la respuesta del modelo de tres pisos (Alcocer *et al.* 2004) y en el ensaye dinámico de muros de mampostería (Alcocer *et al.* 1999) también se ha observado esta tendencia. Al respecto, es necesario realizar ensayos de este tipo de estructuras teniendo como variable de estudio la tasa de aplicación de la carga.
2. Se ha demostrado que existen diferencias significativas de resistencia y rigidez en estructuras de mampostería sometidas a pruebas estáticas y dinámicas. Con lo anterior, se reconoce la necesidad de establecer nuevas metodologías para estimar los diferentes estados límites de este tipo de estructuras sometidas a eventos sísmicos ocurridos en la zona de subducción del Pacífico Mexicano. Para lograrlas, además de los ensayos previstos de los modelos de tres y cinco pisos, se recomienda realizar ensayos en estructuras de mampostería más simples, con variables como la relación de aspecto de los muros y la velocidad en la aplicación de la carga.
3. El ensaye dinámico del modelo de un piso permitió confirmar el margen de seguridad del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en lo referente a la resistencia de las estructuras de mampostería sometidas a eventos sísmicos registrados en la zona de subducción del Pacífico mexicano en términos del cortante calculado con la ecuación 4.2 transcrita de las NTCM y de los coeficientes sísmicos medidos. El ensaye de los modelos de tres y cinco pisos continuarán esclareciendo el comportamiento dinámico de las estructuras de mampostería confinada construidas en nuestro país sometidas a registros sísmicos característicos de la zona del Pacífico mexicano así como de aquéllos que se registran en la Ciudad de México.

APÉNDICE A

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

A.1 Introducción

En este apéndice, se presentan los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas a los materiales para diseñar los proporcionamientos y para verificar la calidad de los materiales empleados en la construcción del modelo, etapa de diseño y construcción respectivamente. Se divide de cinco secciones que tratan, respectivamente, tabiques, mortero, concreto, mampostería y acero de refuerzo.

A.2 Tabiques

Con la finalidad de obtener piezas de la mejor calidad, se inició un estudio comparativo entre diversas tabiqueras de los estados 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 x 12 x 24 cm.

Para los modelos a escala 1:2, se definieron piezas con dimensión nominal de 3 x 6 x 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 x 6.0 x 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 monótonica a una velocidad de carga de 10 tf/min y 3 tf/min para tabiques de tipo prototipo y modelo respectivamente.

Tabla A.1 Resistencia a la compresión de las piezas

Pieza	Tabique prototipo		Tabique modelo	
	Peso Vol.	Resistencia	Peso Vol.	Resistencia
	(kg/cm ³)	(kg/cm ²)	(kg/cm ³)	(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 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. Tomando en cuenta 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 práctica 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 del modelo.

Se determinaron las propiedades granulométricas de las gravas; en la tabla A.2 se muestran algunos resultados obtenidos. En la figura A.1 se muestran las curvas granulométricas de la grava de TMA de 19 mm y de la grava de TMA de 9 mm. 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.

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 la figura A.1-a) se muestra la curva granulométrica de la arena antes y después de someterla el proceso de cribado.

A.4 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/cm^2 . 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/cm^2 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/cm^2 y con arena sin cribar.

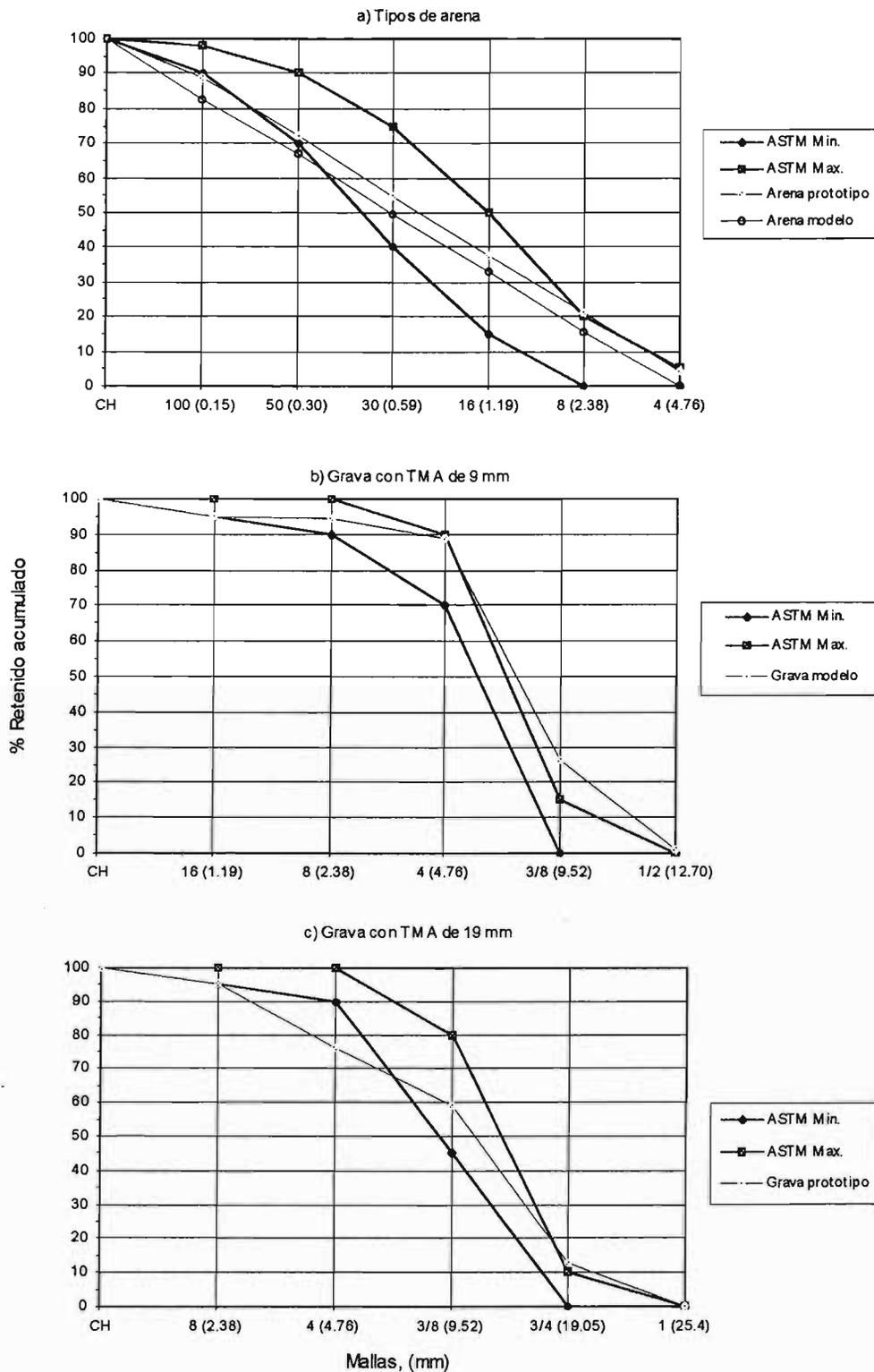


Figura A.1 Curvas granulométricas para los agregados

A.4.1 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	Fluidez	Edad	Resistencia
	Cem-Cal-Arena	%	(días)	(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

1 Los valores reportados en cada renglón corresponden al promedio de dos cubos.

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 tf/min. Con los resultados obtenidos en el mortero de prototipo se propusieron diversos proporcionamientos 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	Fluidez	Edad	Resistencia
	Cem-Cal-Arena	(%)	(días)	(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

1 Los valores reportados en cada renglón corresponden al promedio de dos cubos.

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 tf/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 proporcionamiento 1:0.5:6 con una resistencia a los 28 días de 130 kg/cm².

A.4.2 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, sólo 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 tf/min.

Tabla A.5 Resistencia a la compresión del mortero de modelo con cubos de 2.5 cm

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

1 Los valores reportados en cada renglón corresponden al promedio de siete cubos.

Los especímenes se ensayaron a 28 días y a una fecha cercana a la fecha de ensaye del modelo de un piso. Cabe señalar, se tomaron cubos de mortero de cinco cm de arista con el objeto de conocer la posible variación en los resultados. Los resultados se muestran en la tabla A.6.

Tabla A.6 Resistencia a la compresión a 28 días del mortero de modelo con cubos de 5 cm.

Elemento	Resistencia	C.V.
	(kg/cm ²)	(%)
Fachada Norte, 1a. Mitad	171	13.8
Fachada Norte, 2a. Mitad	146	2.2
Muro central, 2a. Mitad	178	15.0
Fachada Sur, 1a. Mitad	184	13.8
Fachada Sur, 2a. Mitad	144	6.8
Promedio global	167	24.2

1 Los valores reportados en cada renglón corresponden al promedio de seis cubos.

A.5 Mampostería

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 (ONNCCE, 1997a). 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 tf/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.7.

Tabla A.7 Resistencia a la compresión de pilas

Ubicación de la pila	28 días		150 días			
	f_b	f_m	f_b	f_m	E_m	ϵ_u
	(kg/cm ²)	cm/cm				
Eje A 1a. mitad	157	68	251	72	11,541	0.008
	157	69	251	68	17,348	0.006
Eje A 2a. mitad	161	76	196	70	16,353	0.006
	161	59	196	75	20,351	0.005
Eje B 1a. mitad	126	62	169	73	14,507	0.006
	126	74	169	68	10,109	0.007
Eje B 2a. mitad	169	73	261	64	17,194	0.006
	169	64	261	77	22,230	0.005
Eje C 1a. mitad	172	70	231	64	16,996	0.006
	172	65	231	74	14,816	0.007
Eje C 2a. mitad	139	66	177	74	21,848	0.005
	139	65	177	68	16,196	0.007
Promedio global	154	68	214	71	16,624	0.006
Coefficiente de variación	0.11	0.07	0.17	0.06	0.22	0.140
Valor de diseño	120	57	149	61	10,690	0.005

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 (ONNCCE, 1997b). 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 sometiéndolos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal a una velocidad de 0.5 tf/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.8.

Tabla A.8 Resistencia al cortante de la mampostería

Ubicación del murete	28 días				150 días			
	f_b	v_m	G_m	ϵ_u	f_b	v_m	G_m	ϵ_u
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	cm/cm	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	cm/cm
Eje A 1a. mitad	157	13	6,897	0.009	251	12	10,456	0.001
	157	12	5,640	0.004	251	14	16,965	0.002
Eje A 2a. mitad	161	8	2,017	0.004	196	10	22,665	0.001
	161	11	5,973	0.002	196	10	-	-
Eje B 1a. mitad	126	10	6,497	0.009	169	12	6,569	-
	126	12	5,330	0.004	169	9	7,510	0.002
Eje B 2a. mitad	169	14	-	-	261	11	8,169	0.003
	169	10	-	-	261	9	9,106	0.002
Eje C 1a. mitad	172	10	10,965	0.003	231	14	15,573	0.002
	172	14	-	-	231	13	23,124	0.002
Eje C 2a. mitad	139	9	5,546	0.002	177	13	9,077	0.003
	139	9	7,998	0.002	177	12	10,970	0.002
Promedio global	154	11	6,318	0.004	214	12	12,744	0.002
C.V.	0.11	0.17	0.38	0.67	0.17	0.14	0.47	0.30
Valor de diseño	120	8	3,252	0.002	149	9	5,883	0.001

Notas:

1. f_b = Resistencia a la compresión del mortero con que se construyó el espécimen.
2. v_m = Esfuerzo cortante
3. G_m =Módulo de cortante de la mampostería
4. ϵ_u = Deformación última medida en el espécimen

A.6 Concretos

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 tf/m^3 y resistencia a la compresión, f'_c , de 200 kg/cm^2 . 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/cm^2 , arena sin cribar y grava con TMA de 19 mm
- Concreto de Modelo fabricado *in situ*: Para utilizarse en la construcción de los castillos, dalas y una parte de la losa del modelo. Con resistencia a la compresión de 200 kg/cm^2 , 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/cm^2 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/cm^2 , 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 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.

A.6.1 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 (IMCYC, 1993). Como se muestra en la tabla A.9, se propusieron varias dosificaciones que posteriormente fueron realizadas para obtener los resultados.

Tabla A.9 Dosificaciones de concreto ensayadas

Concreto	Resistencia de diseño, kg/cm ²	Tipo de concreto	Arena	Grava	Cemento	Agua	Relación A/C
			(kg)	(kg)	(kg)	(l)	
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 diametral. 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 bajo las condiciones naturales de medio ambiente que prevalecieron en el laboratorio.

El ensaye de compresión simple se realizó de acuerdo con la norma NMX-C-083 (ONNCCE, 1998-a). Para medir la resistencia a compresión simple los cilindros fueron sometidos a una carga monótona con una velocidad de 25 tf/min y 5 tf/min para los cilindros prototipo y de modelo, respectivamente.

El ensaye de tensión se realizó de acuerdo con la norma NMX-C-163 (ONNCCE, 1998-b). Para medir la resistencia a tensión del concreto, los cilindros fueron cargados longitudinalmente con una velocidad de 2 tf/min para los cilindros prototipo y modelo.

El ensaye para determinar el módulo de elasticidad se realizó de acuerdo con la norma NMX-C-128 (ONNCCE, 1998-c). Los cilindros fueron cargados con una serie de precargas y carga final a una velocidad de 25 tf/min y 5 tf/min para los cilindros prototipo y de modelo respectivamente. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla A.10.

Tabla A.10 Resultados de las diferentes dosificaciones propuestas

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

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.

A.6.2 Resultados de la etapa de construcción del modelo

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, sólo se elaboró la cantidad necesaria para evitar la adición de agua al concreto. Los resultados pueden observarse en las tablas A.11, A.12 y A.13.

Tabla A.11 Resistencia a la compresión del concreto

Elemento	Edad	Resistencia	C.V.
	(días)	(kg/cm ²)	(%)
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, premezclado	28	251	1.7
	135	262	3.2
Promedio del concreto en castillos	28	227	16.9
	140-152	267	14.9

1 Los valores mostrados en cada celda son el promedio de cuatro cilindros.

Tabla A.12 Resistencia a la tensión del concreto

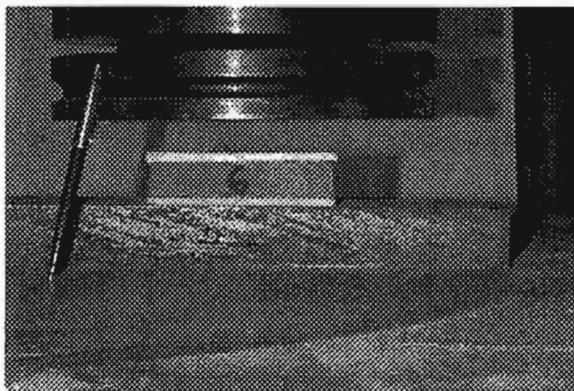
Elemento	Edad	Resistencia	C.V.
	(días)	(kg/cm ²)	(%)
Castillos fachada norte, 1a. mitad	28	23	2.6
	151	25	10.3
Castillos del muro central, 2a. mitad	28	25	12.4
	144	26	0.7
Castillos mochetas, 2a. mitad	28	19	10.3
	142	23	4.9
Castillos fachadas, 2a. mitad	28	23	6.3
	140	24	7.5
Promedio del concreto en castillos	28	23	12.9
	140-152	23	15.5

1 Los valores mostrados en cada celda son el promedio de dos cilindros.

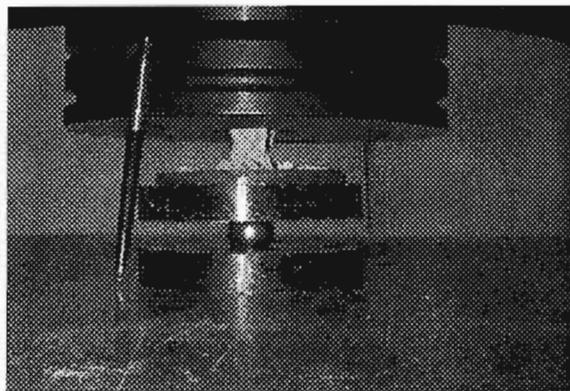
Tabla A.13 Módulo de elasticidad del concreto

Elemento	Edad	Modulo E	C.V.
	(días)	(kg/cm ²)	(%)
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, 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

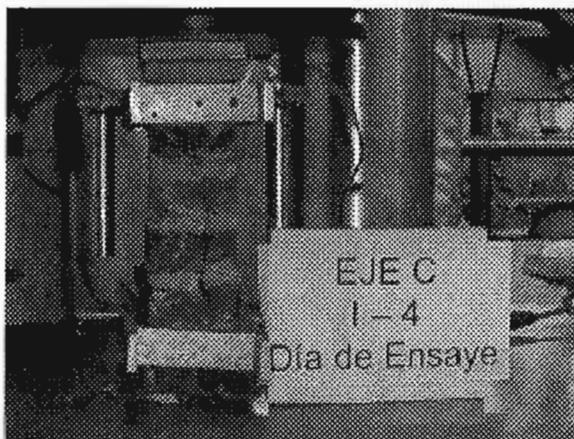
1 Los valores mostrados en cada celda son el promedio de dos cilindros.



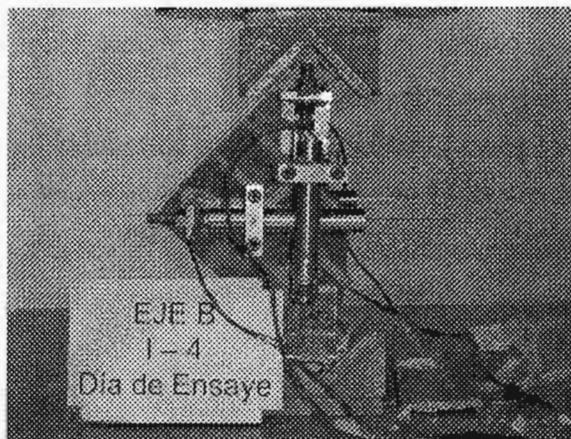
a) Compresión simple de tabiques



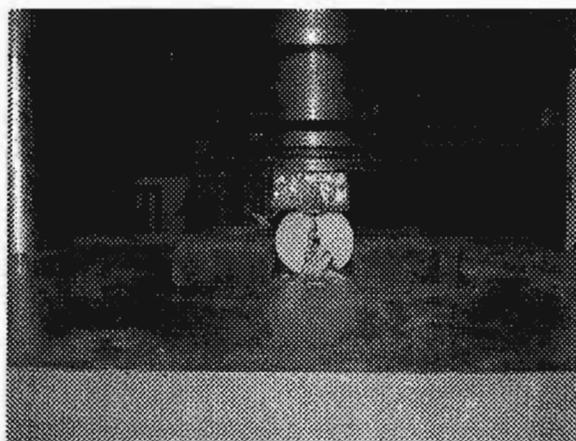
b) Compresión simple de cubos



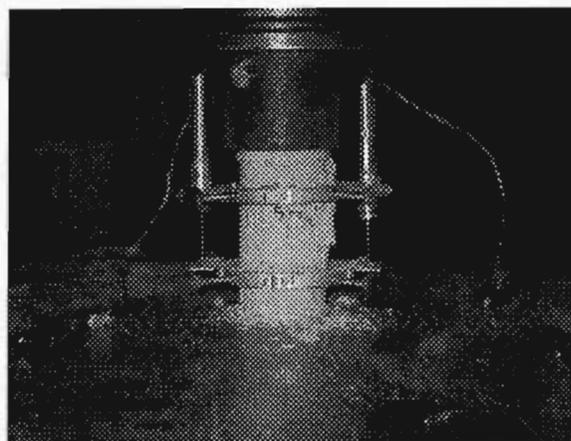
c) Módulo de elasticidad de pilas



d) Módulo de cortante de muretes



e) Tensión diametral de cilindros



f) Modulo de elasticidad de cilindros

Figura A.2 Ensaye de especímenes en la maquina universal

A.7 Acero de refuerzo

Como refuerzo longitudinal de castillos, dalas y losas se necesitaban barras corrugadas de acero Grado 42, con esfuerzo 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 sólo 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.

Para el acero Grado 42, la norma correspondiente especifica un esfuerzo nominal de fluencia, f_y de 4200 kg/cm^2 . Sin embargo, en investigaciones recientes se han encontrado que para barras de diámetro pequeño (1/2", 3/8" y 5/16") se tienen valores de fluencia promedio de 4609 kg/cm^2 y máximos de 5368 kg/cm^2 (Rodríguez y Botero, 1996).

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 (SECOFI, 1981). Las probetas fueron instrumentadas con un dispositivo que permitía el montaje de dos transductores de desplazamiento que permitían tomar las deformaciones de la barra. 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.3 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.

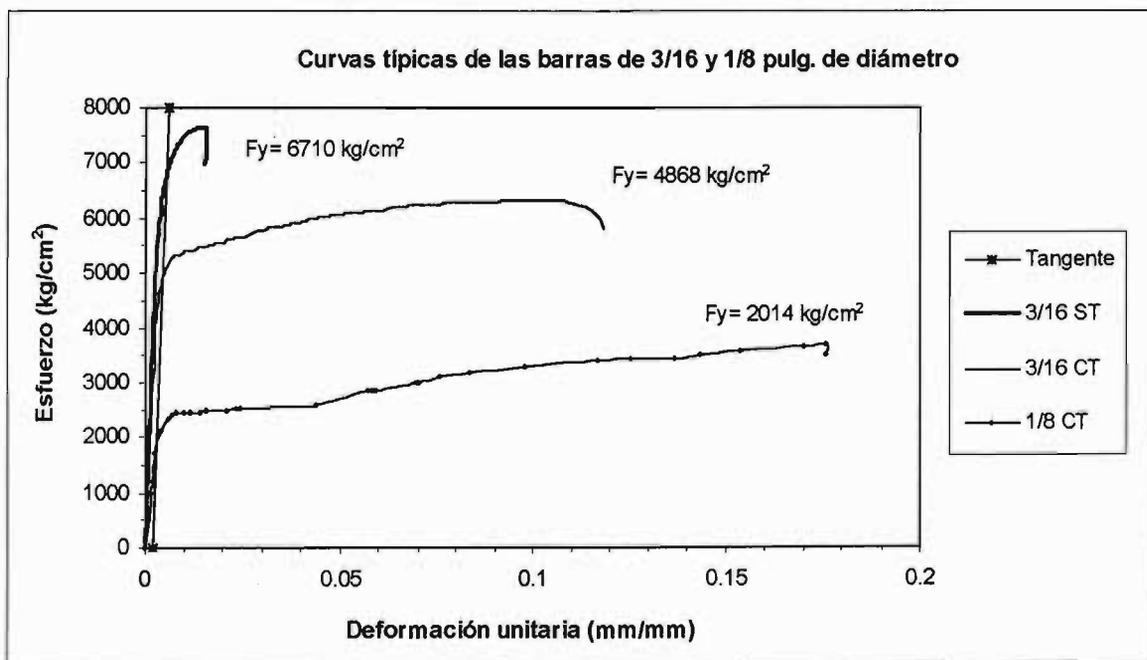


Figura A.3 Curvas esfuerzo-deformación del acero antes y después del tratamiento térmico

Tabla A.14 Propiedades medidas en el acero longitudinal después del tratamiento térmico

Diámetro pulg	f_y kg/cm ²	ϵ_y mm/mm	f_u kg/cm ²	ϵ_u mm/mm
3/16	5,209	0.0047	6,433	0.087
3/16	4,868	0.0044	6,321	0.108
3/16	5,218	0.0047	6,545	0.077
Promedio	5,098	0.0046	6,433	0.091

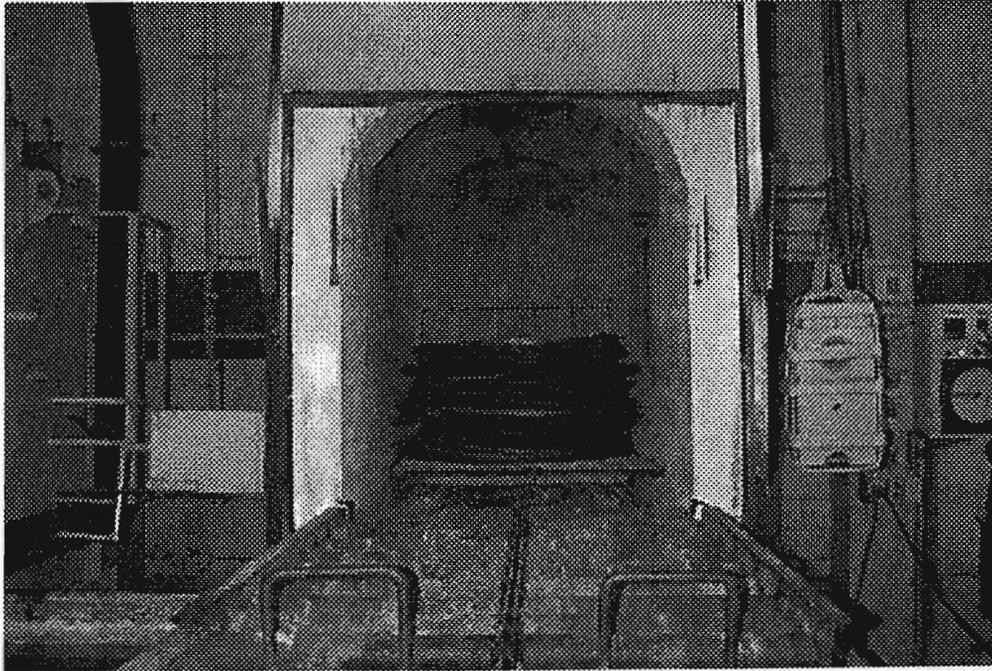


Figura A.4 Tratamiento térmico del acero

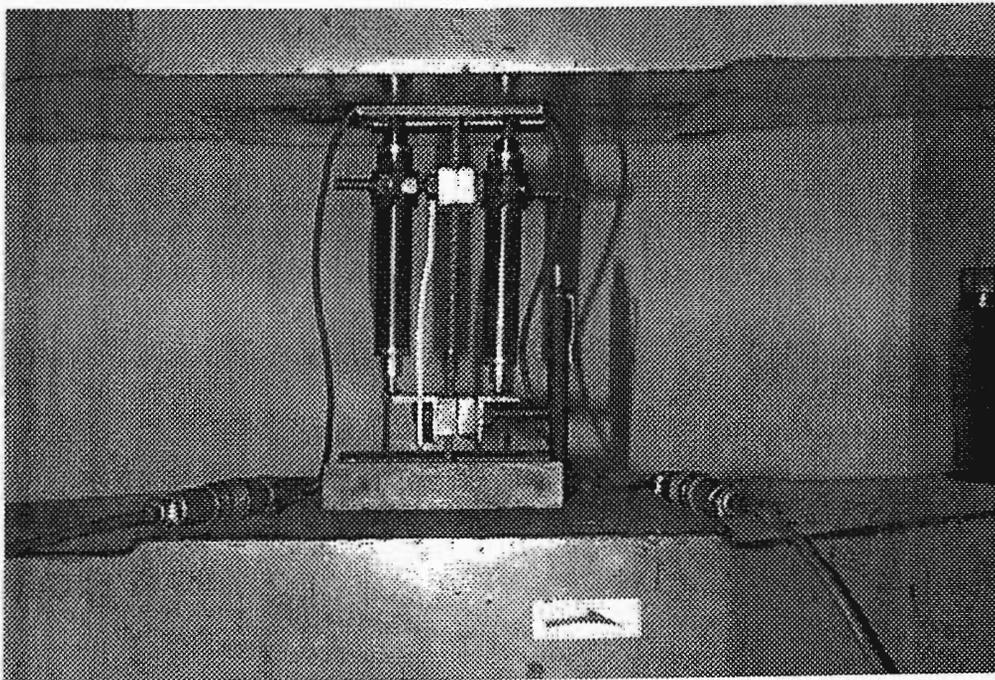
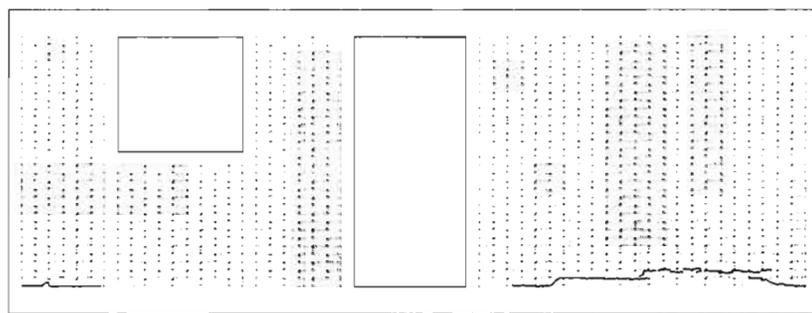


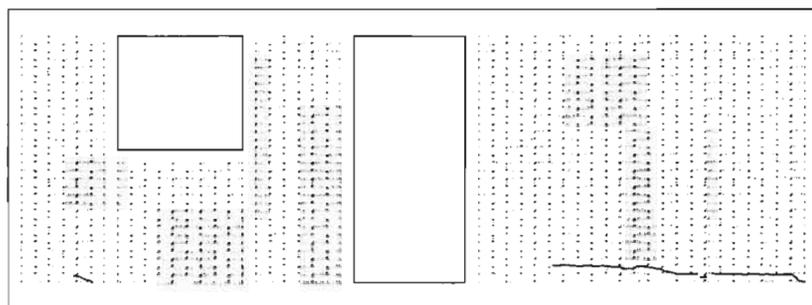
Figura A.5 Ensayo de una barra de acero

APÉNDICE B

AGRIETAMIENTO EN LOS MUROS DEL MODELO

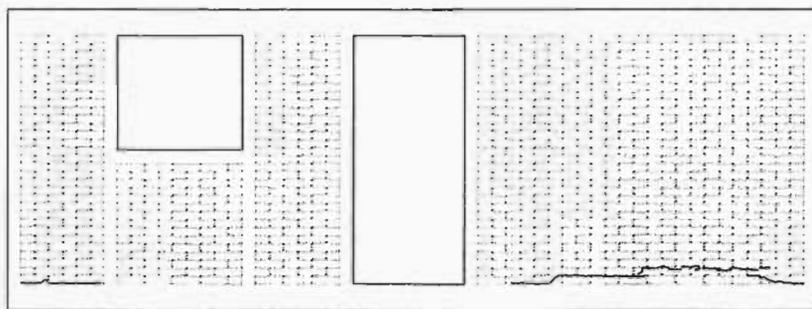


Fachada Sur

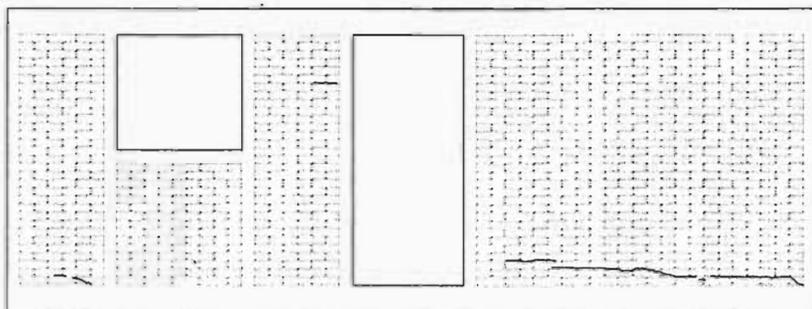


Fachada Norte

Figura B.1 Agrietamiento inicial

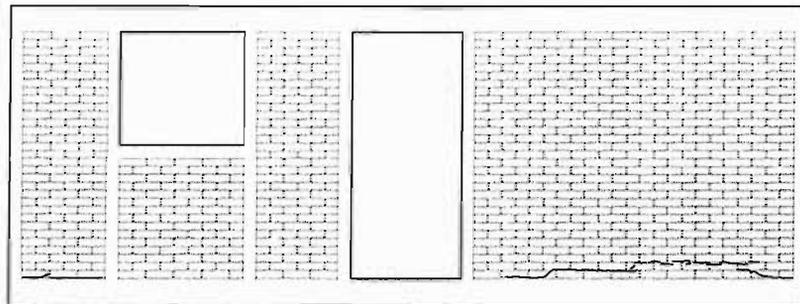


Fachada Sur

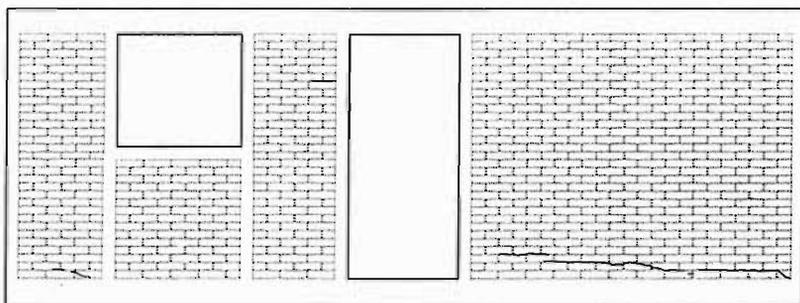


Fachada Norte

Figura B.2 Agrietamiento al final del ensaye del M1

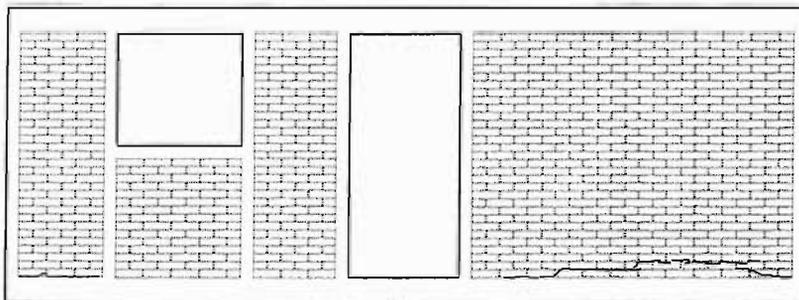


Fachada Sur

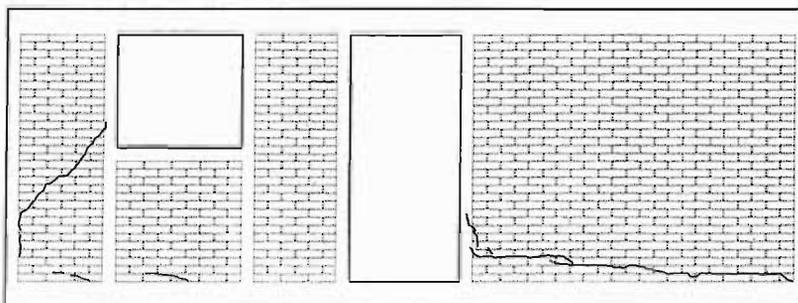


Fachada Norte

Figura B.3 Agrietamiento al final del ensaye del M1-M

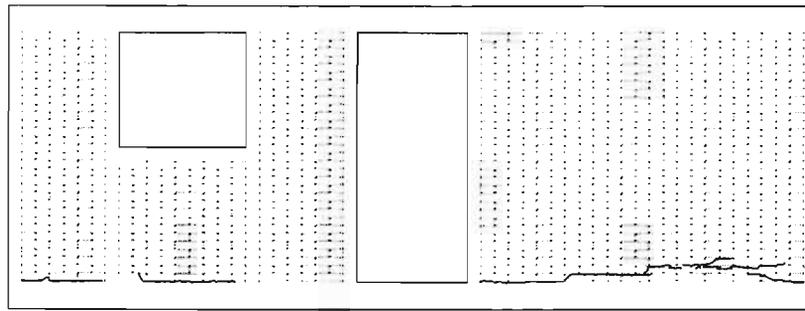


Fachada Sur

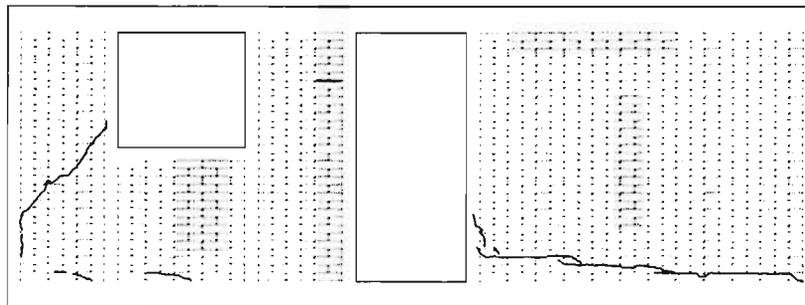


Fachada Norte

Figura B.4 Agrietamiento al final del ensaye del M1-A

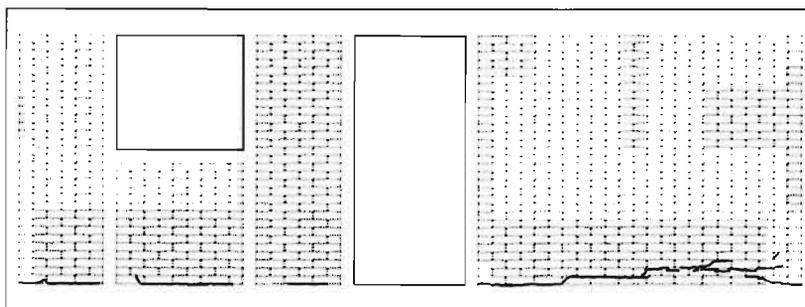


Fachada Sur

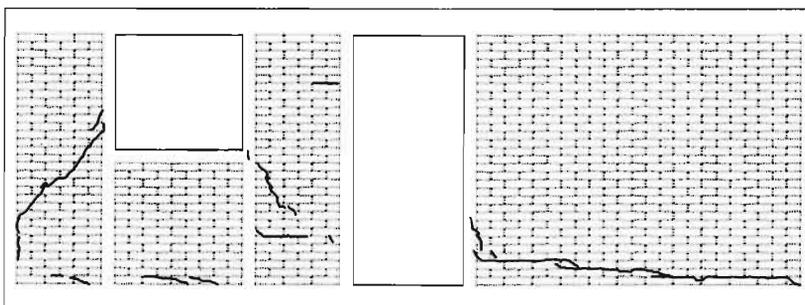


Fachada Norte

Figura B.5 Agrietamiento del M1-B con Ms= 7.6

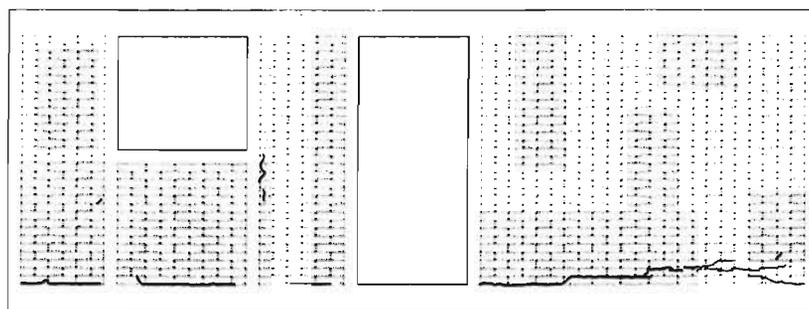


Fachada Sur

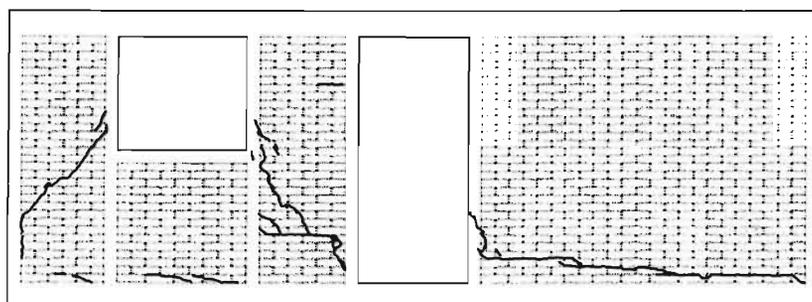


Fachada Norte

Figura B.6 Agrietamiento del M1-B con Ms= 7.8

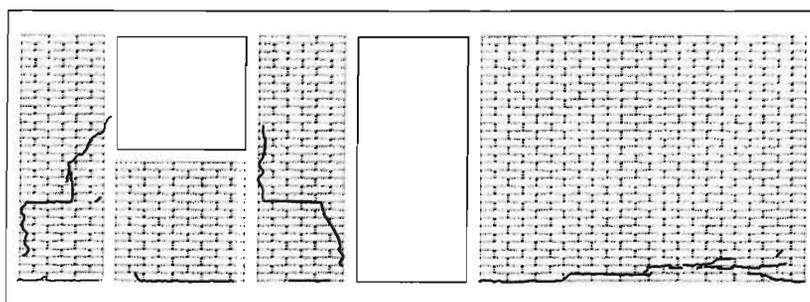


Fachada Sur

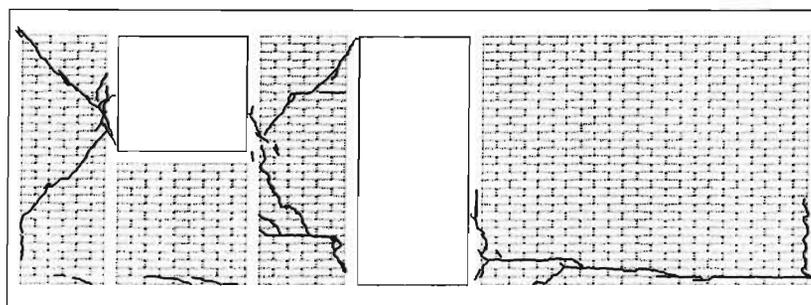


Fachada Norte

Figura B.7 Agrietamiento del M1-B con $M_s = 8.0$

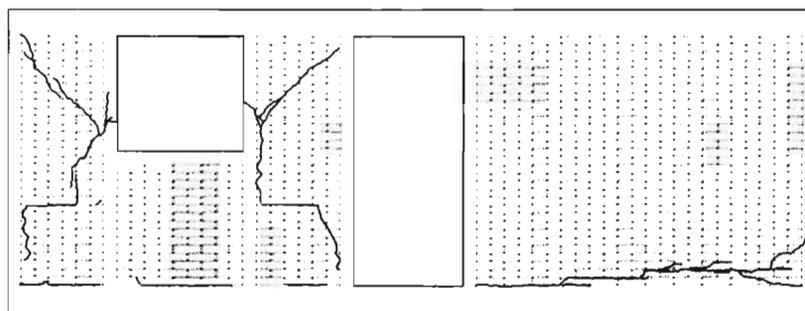


Fachada Sur

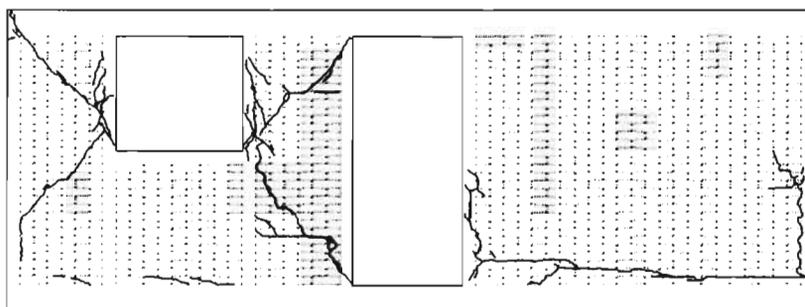


Fachada Norte

Figura B.8 Agrietamiento del M1-B con $M_s = 8.3 (1)$

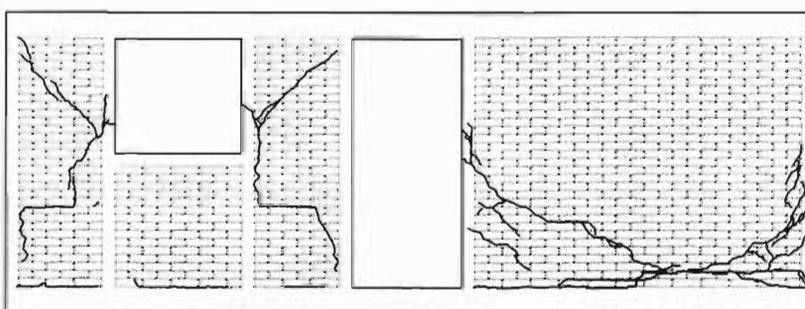


Fachada Sur

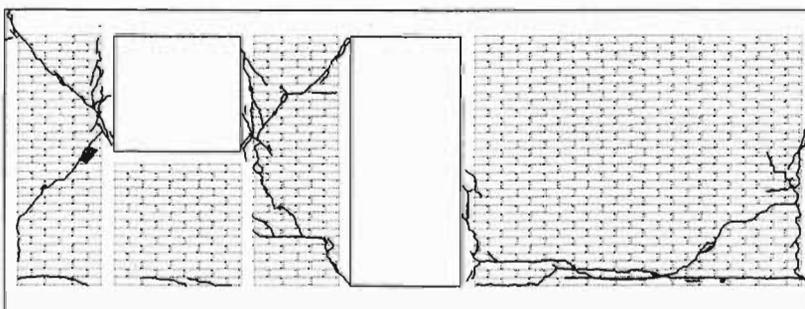


Fachada Norte

Figura B.9 Agrietamiento del M1-B con $M_s= 8.3$ (2)

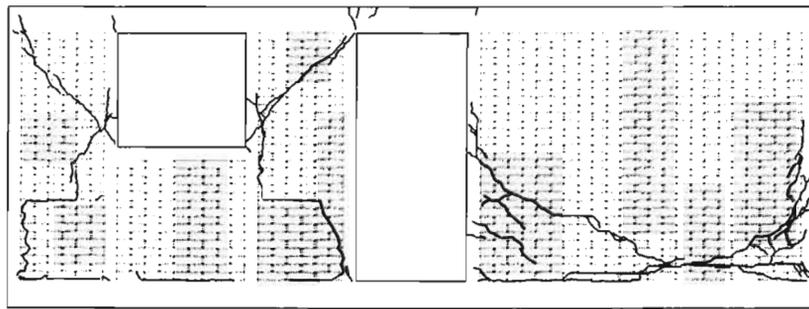


Fachada Sur

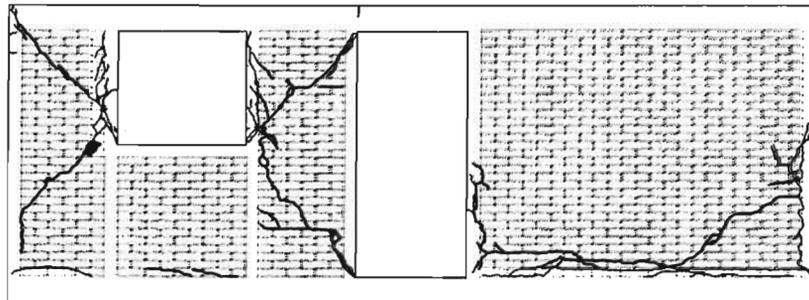


Fachada Norte

Figura B.10 Agrietamiento al final del movimiento accidental de la MV

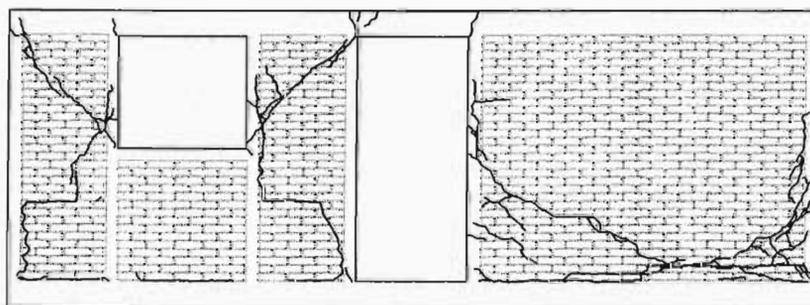


Fachada Sur

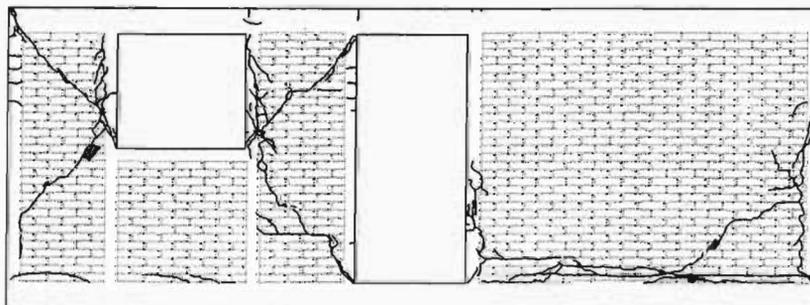


Fachada Norte

Figura B.11 Agrietamiento del M1-C con $M_s=8.0$

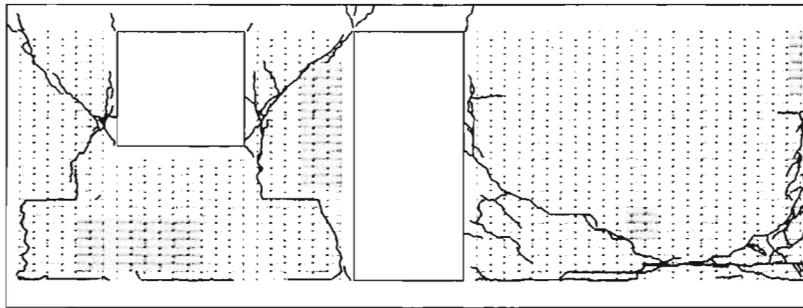


Fachada Sur

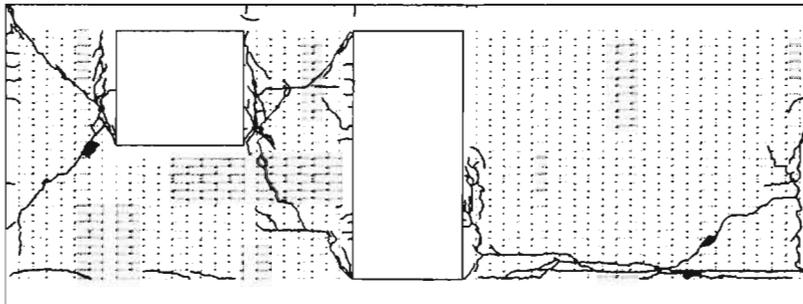


Fachada Norte

Figura B.12 Agrietamiento del M1-C con $M_s=8.3$

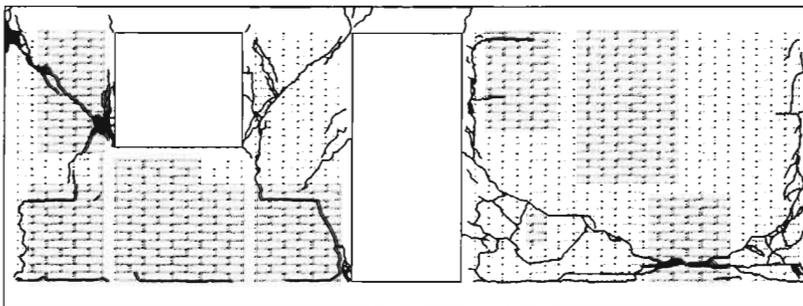


Fachada Sur

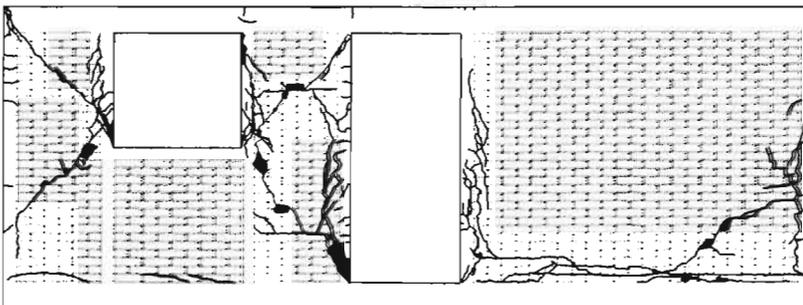


Fachada Norte

Figura B.13 Agrietamiento del M1-C con $M_s = 8.3 \times 1.25$

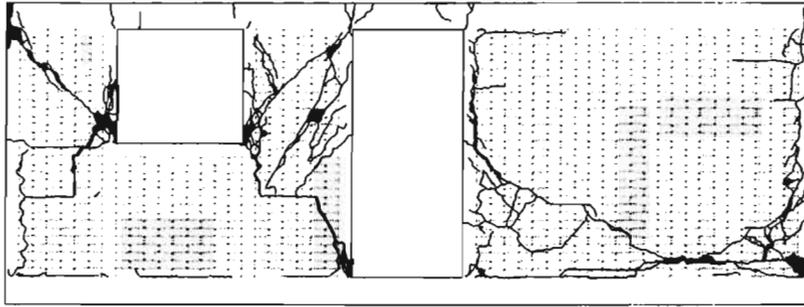


Fachada Sur

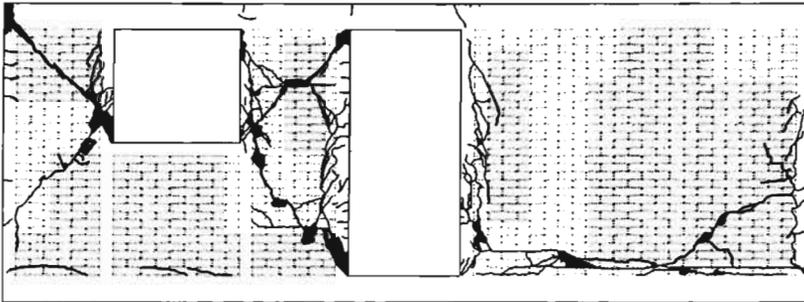


Fachada Norte

Figura B.14 Agrietamiento del M1-C con $M_s = 8.3 \times 1.50$

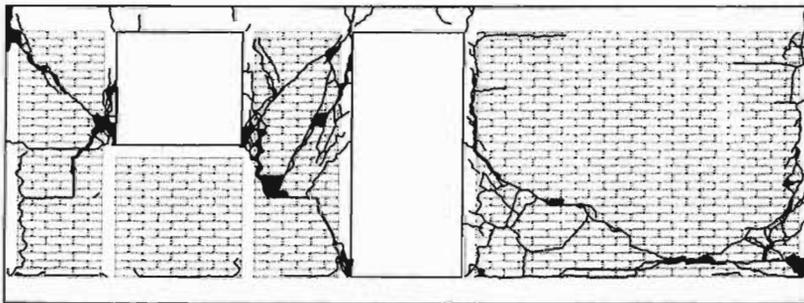


Fachada Sur

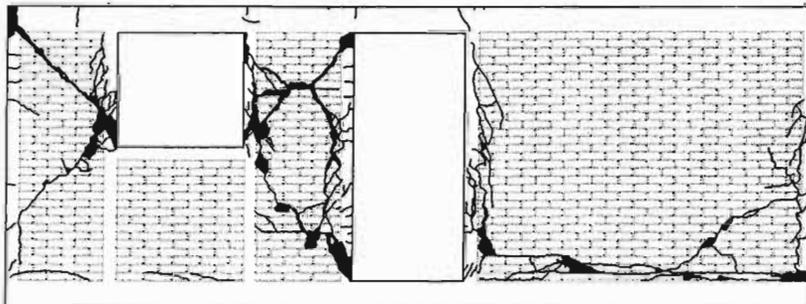


Fachada Norte

Figura B.15 Agrietamiento del M1-C con $M_s = 8.3 \times 1.75$

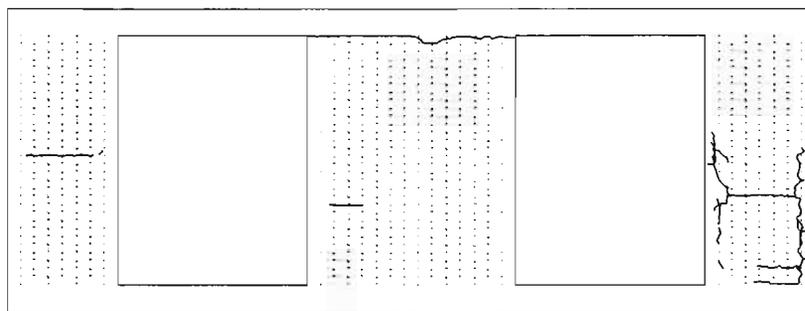


Fachada Sur

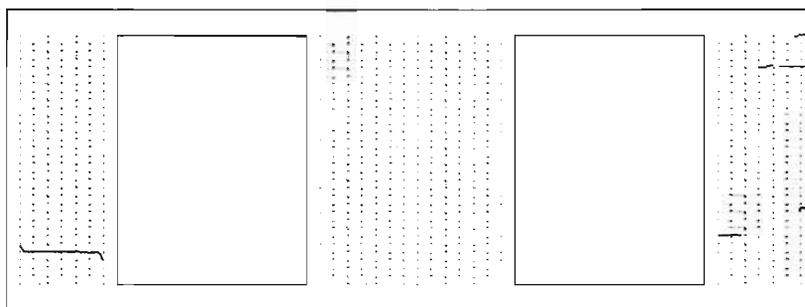


Fachada Norte

Figura B.16 Agrietamiento del M1-C con $M_s = 8.3 \times 1.50 (2)$

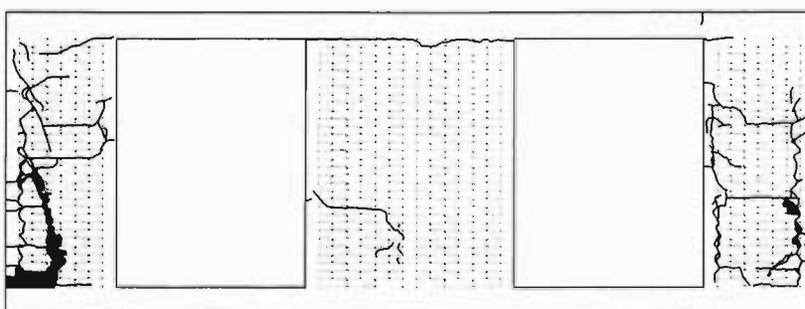


Fachada Este

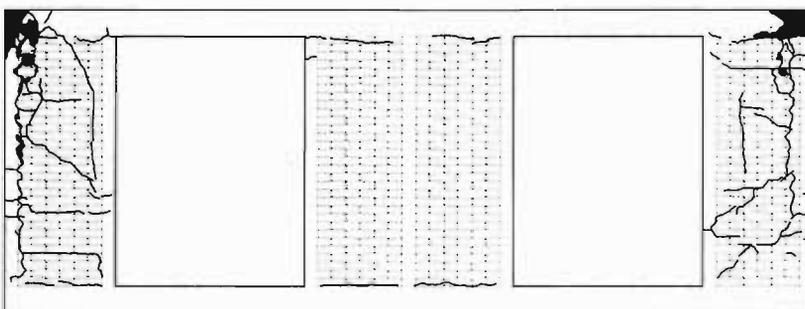


Fachada Oeste

Figura B.17 Agrietamiento del M1-B con $M_s = 8.3 \times 1.50$ (2)



Fachada Este



Fachada Oeste

Figura B.18 Agrietamiento del M1-C con $M_s = 8.3 \times 1.50$ (2)

APÉNDICE C

COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DEL MODELO

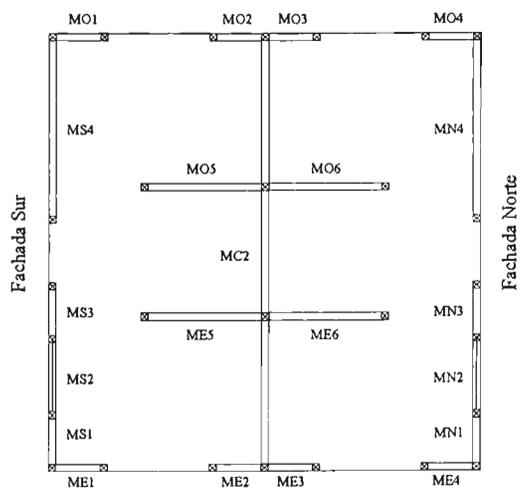
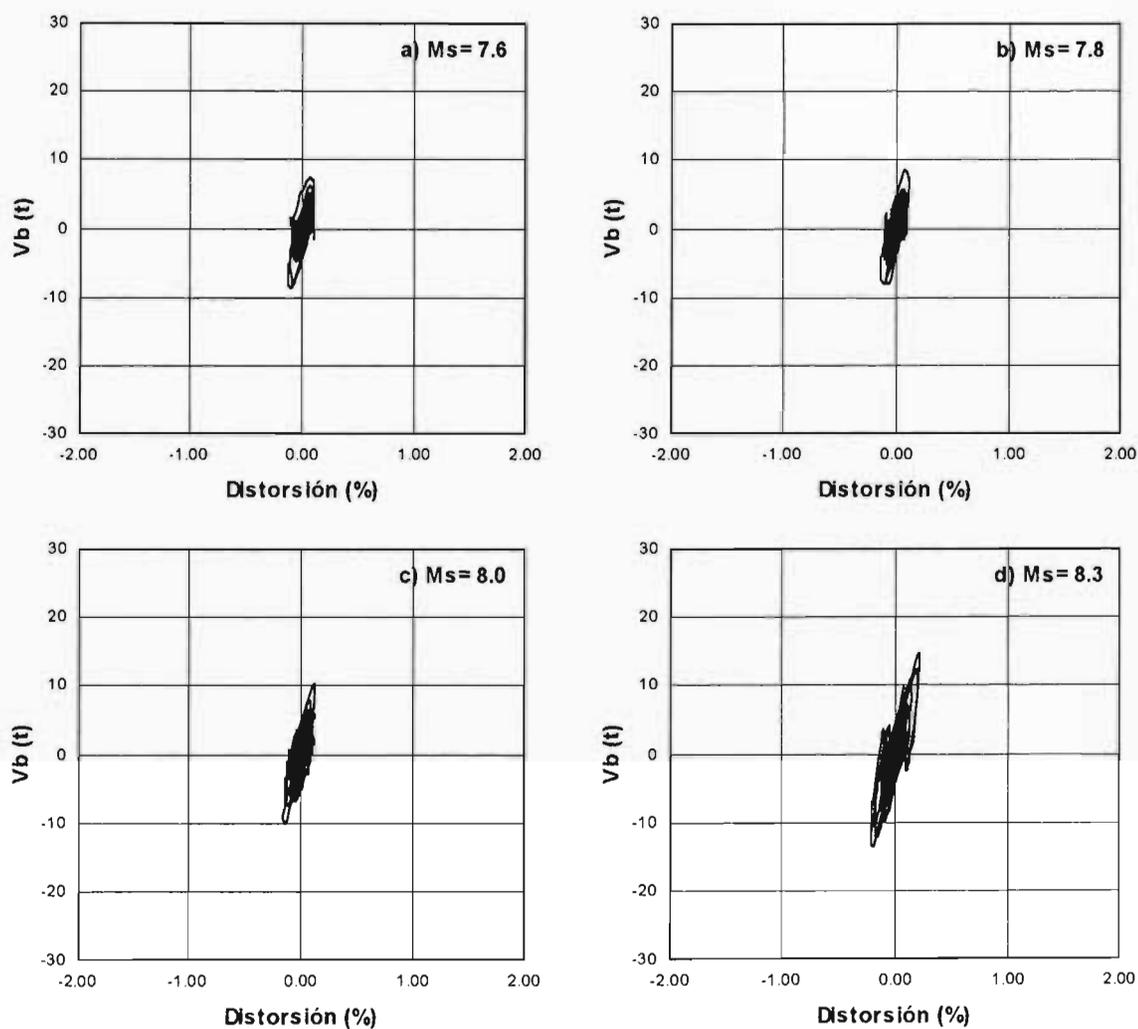


Fig C.1 Curvas fuerza cortante-distorsión y arreglo de muros del modelo M1 (etapa I)

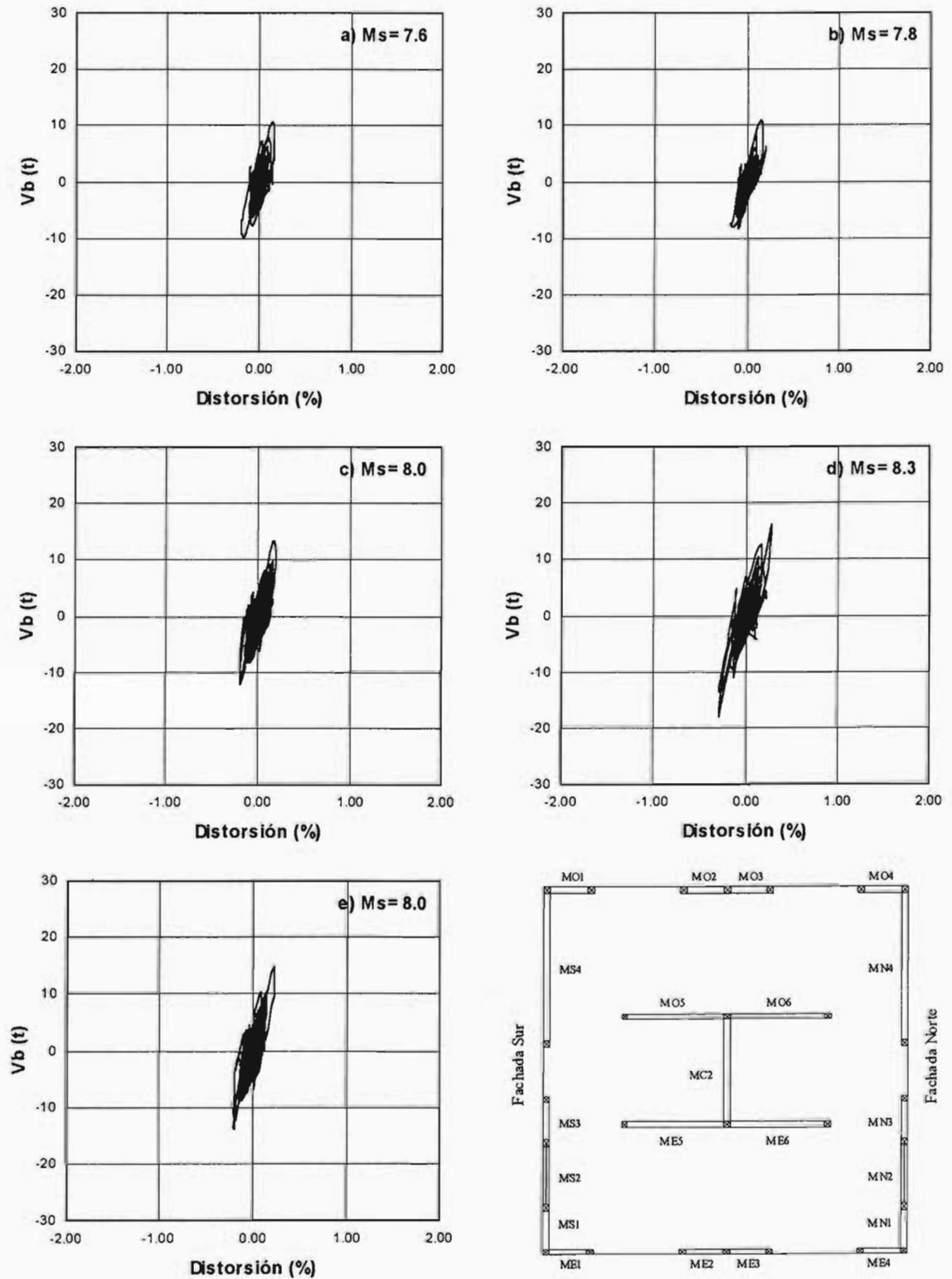


Fig C.2 Curvas fuerza cortante-distorsión y arreglo de muros del modelo M1-M (etapa II)

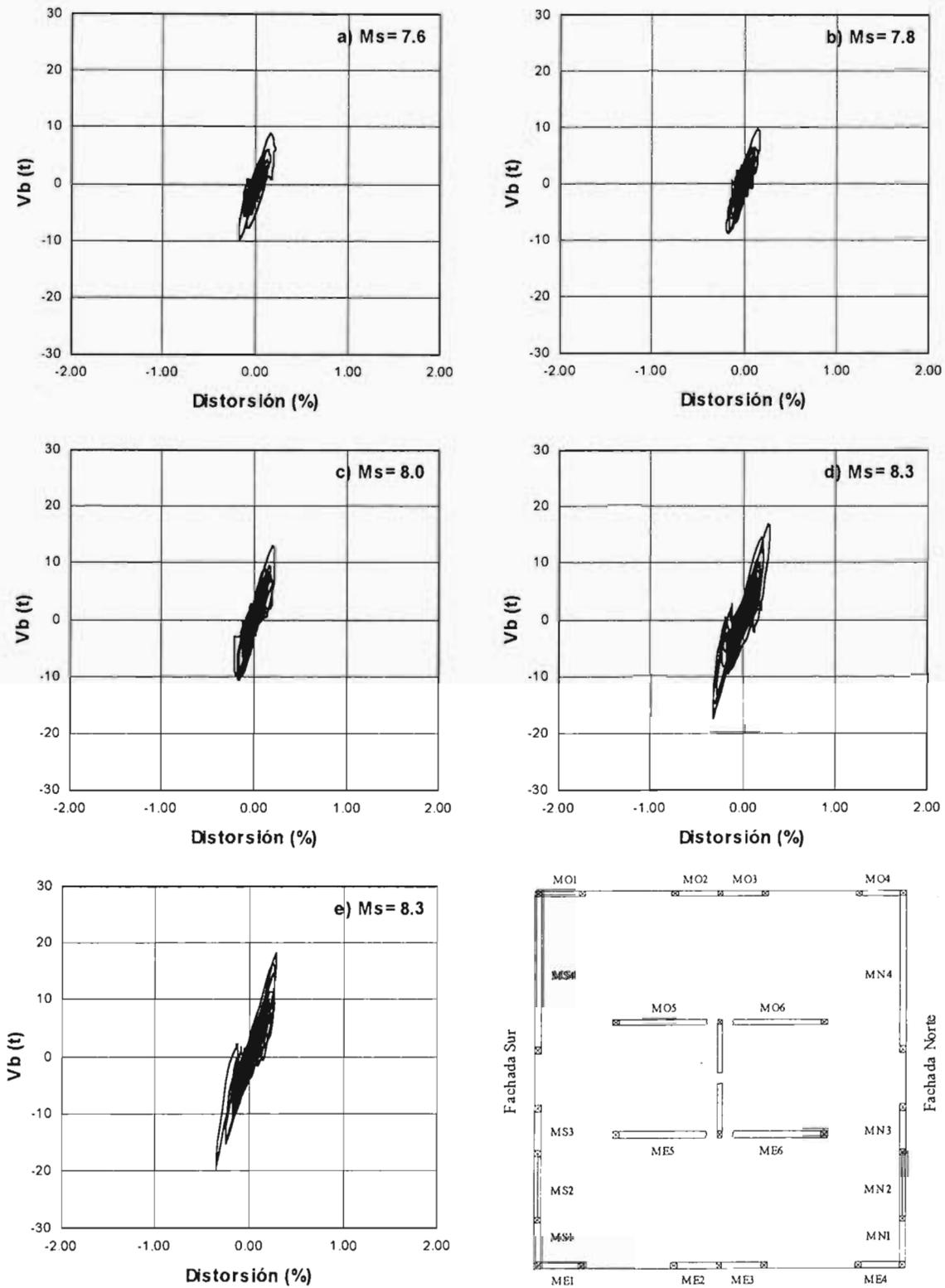


Fig C.3 Curvas fuerza cortante-distorsión y arreglo de muros del modelo M1-A (etapa III)

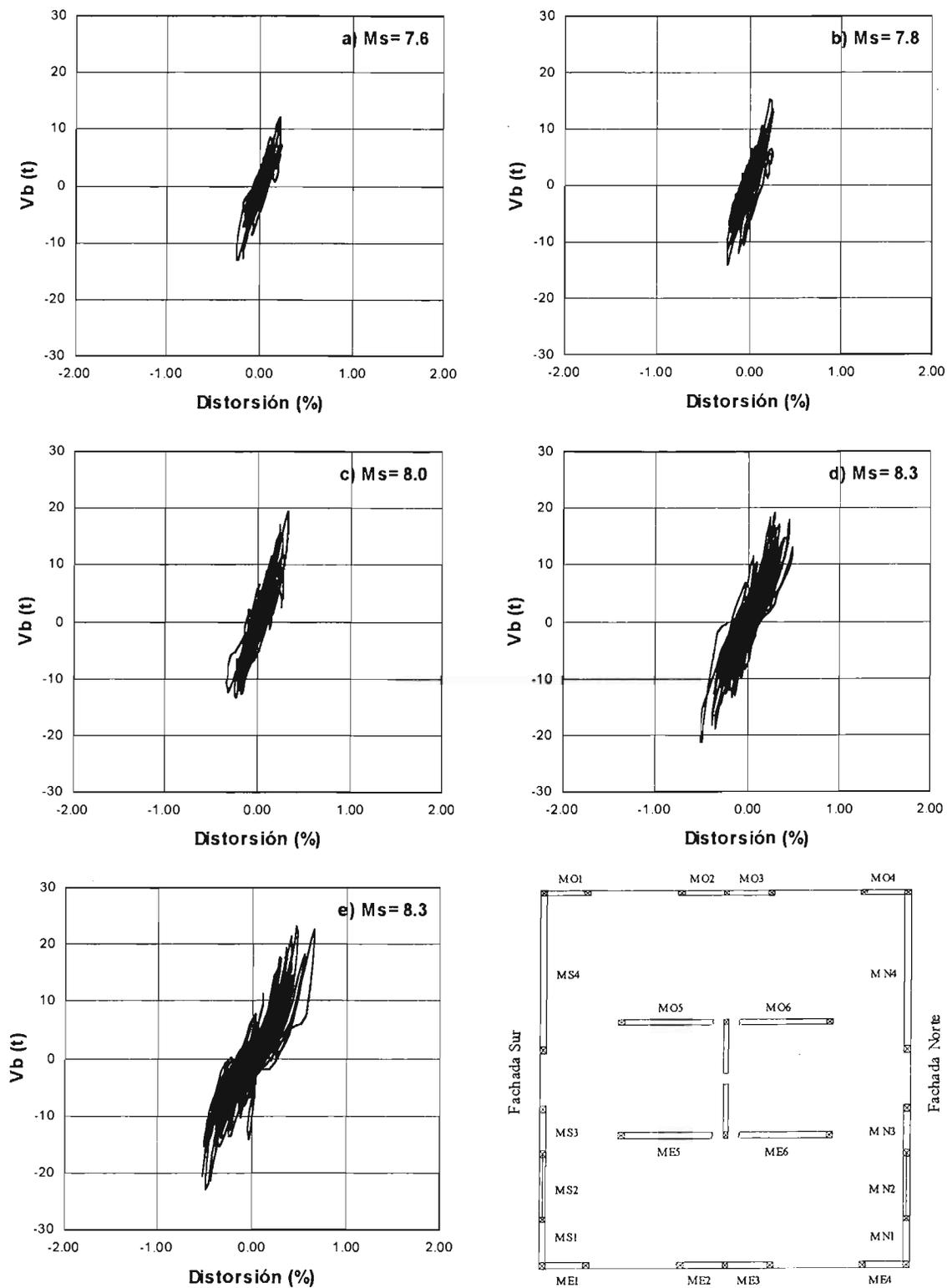


Fig C.4 Curvas fuerza cortante-distorsión y arreglo de muros del modelo M1-B (etapa IV)

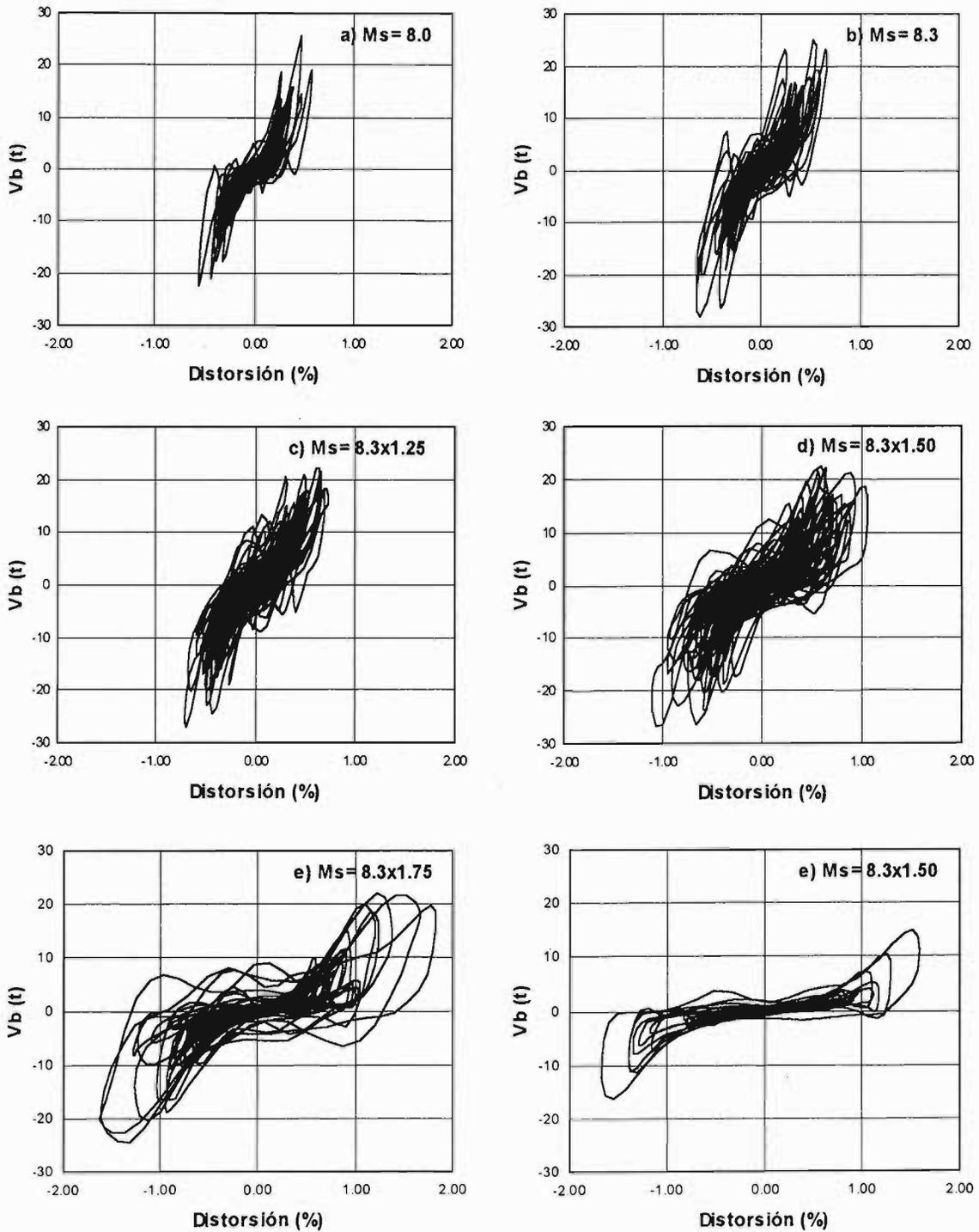


Figura C.6 Curvas fuerza cortante-distorsión del modelo M1-C (etapa V)

CAPITULO 8

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

1. Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática INEGI, (2000), "XII Censo General de Población y Vivienda, 2000", México.
2. Departamento del Distrito Federal, (1989), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México.
3. Gobierno del Distrito Federal, (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería," México.
4. Tomazevic, M., (1999), *Earthquake-Resistant Design of masonry Buildings*, Imperial College Press, London.
5. Alcocer, S.M., Murià, D., y Peña, J.I., (1999), "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada," Serie Ordinaria No. 616, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
6. Sánchez, T., (1998), "Comportamiento de estructuras de mampostería confinada sujetas a cargas laterales," Tesis para obtener el grado de Maestría en Estructuras, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
7. Alcocer, S.M., y Murià, D., (1997), "La nueva mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México," Informe para CONACyT, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
8. Harris, H. y Sabnis, G., (1999), *Structural Modeling and Experimental Techniques*, Segunda edición, CRC Press, U.S.A.
9. Tomazevic, M. y Velechovsky, T., (1992), "Some aspects of testing small-scale masonry building models on simple earthquake simulators," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21.

10. Tomazevic, M. *et al.*, (1996), "Seismic Behavior of Confined Masonry Buildings, Part One: Shaking-Table Tests of Model Buildings M1 and M2 – Test Results," A Report to the Ministry of Science and Technology of Republic of Slovenia, National Building and Civil Engineering Institute, Ljubljana.
11. Departamento del Distrito Federal, (1993), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México.
12. Meli, R., y Hernández, O., (1975), "Efectos de Hundimientos Diferenciales en Construcciones a Base de Muros de Mampostería confinada," Serie No. 350, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
13. Departamento del Distrito Federal, (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México.
14. Comisión Federal de Electricidad, (1994), *Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad*, C.F.E, México.
15. CSI, (1998), *SAP2000, Analysis Reference, vols I y II*, Computers and Structures Inc., Berkeley, Ca., U.S.A.
16. Departamento del Distrito Federal, (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., noviembre, México.
17. Instituto de Ingeniería, (1992), "Comentarios y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería," Serie No. ES-4, UNAM, México.
18. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, (1997), "Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes," Vol. 1, México.
19. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, (2000), "Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes," Vol. 2, México.

20. Ordaz, M., y Montoya, C., (1991), "DEGTRA, Ver. 4.07, Programa para computadora," Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
21. Ordaz, M., y Arboleda, J., (1993), "Instructivo de los programas Simfi2 y Genbet3," CENAPRED, México.
22. Hernández, O., Camargo, I., Leal, E., Ruiz, L., (1996), "Resistencia nominal de diseño de mamposterías de barro en la zona metropolitana de la ciudad de Puebla. Propuesta de estandarización de ensayos", Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, México.
23. Alcocer, S.M., Arias, J.G., Vázquez, A. y Mendoza, M.A., (2000), "Respuesta Sísmica de Viviendas de Mampostería en México," Informe para CONACyT, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
24. Alcocer, S.M. y Mendoza, M.A., (1999), "Configuración del Sistema Digital de Captura de Datos de la Mesa Vibradora del Instituto de Ingeniería para Ensayos de Modelos a Escala de Viviendas de Mampostería, Informe de Avance Año 2000," Informe para CONACyT, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
25. Murià, D., (2003), Comunicación personal.
26. Paulay, T., y Priestley J., (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., New York, U.S.A.
27. Instituto de Ingeniería, (1992), "Comentarios a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo" Serie No. ES-7, UNAM, México.
28. Aguilar, G., (1996), "Efecto del Refuerzo Horizontal en el Comportamiento de Muros de Mampostería Confinada ante cargas Laterales," Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
29. Flores, L., (1995), "Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada," Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

30. Álvarez, J. J., y Alcocer, S.M., (1994), "Influencia del refuerzo horizontal y de la relación de aspecto en muros de mampostería confinada," Artículo en las memorias Técnicas del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, SMIS, Zacatecas, México.
31. Paulson, T., y Abrams, M., (1990), "Correlation Between Static and Dynamic Response of Model Masonry Structures," *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 3.
32. Tomazevic, M., Lutman, M., Petrovic, L., (1996), "Seismic Behavior of masonry walls: Experimental simulation," *Journal of Structural Engineering*, Vol 122, No. 9.
33. Scaletti, H., Chariarse, V., Cuadra, C., Cuadros, G., y Tsugawa, T., (1992), "Pseudo dynamic tests of confined masonry buildings," *Earthquake Engineering*, Tenth World Conference, Spain.
34. Krawinkler, H., (1988), "State-of-the art report: Scale effects in static and dynamic model testing of structures," *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Japan.
35. Fundación ICA, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C., (2002), *Edificaciones de Mampostería para Vivienda*, Segunda Edición, Fundación ICA A.C., México.
36. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C., (1997-a), "Proyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión y del módulo de elasticidad de pilas de mampostería de barro y de concreto", México.
37. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C., (1997-b), "Proyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión diagonal y de la rigidez a cortante de muretes de mampostería de barro y de concreto" México.
38. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCYC (1993), *Proporcionamiento de mezclas. Concreto normal, pesado y masivo*, ACI 211.1, México.

39. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C., (2001), NMX-C-061, "Determinación de la Resistencia a la Compresión de Cementantes Hidráulicos," Dirección General de Normas, México.
40. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C., (1998-a), NMX-C-083, "Determinación de la Resistencia a la Compresión de Cilindros de Concreto," Dirección General de Normas, México.
41. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C., (1998-b), NMX-C-163, "Determinación de la Resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de concreto", México.
42. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C., (1998-c), NMX-C-128, "Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson", México.
43. SECOFI, (1985), NMX-B-6, "Varillas Corrugadas y Lisas de Acero para Refuerzo de Concreto", Dirección General de Normas, México.
44. Rodríguez, M., Botero, J.C., (1996), "Aspectos del comportamiento Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado Considerando las Propiedades Mecánicas de Aceros de refuerzo producidos en México," Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
45. Alcocer, S.M., Arias, J.G., y Vázquez, A., (1997), "Respuesta dinámica de modelos a escala 1:2 de viviendas de mampostería confinada de uno y tres pisos, ensayados en mesa vibradora", Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, México.
46. García, L. E., (1997), *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*, UNIANDÉS, Bogota, Colombia.
47. Murià, D., y González, R., (1995), "Propiedades dinámicas de edificios de la Ciudad de México. Revista de Ingeniería Sísmica, No. 51, México.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro, profesor y director de tesis; por su visión como investigador y por su apoyo, gracias al cual, este trabajo se terminó.

Al Instituto de Ingeniería y al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por su apoyo económico para la realización de mis estudios de posgrado y la elaboración de tesis.

A quienes fueron mis profesores durante la Maestría y especialmente a quienes formaron parte del jurado, quienes revisaron y enriquecieron este trabajo:

Dr. Arturo Tena Colunga

Dr. David Murià Vila

M.I. Raúl Jean Perrillat

Dr. Roberto Meli Piralla

Al Dr. David Murià Vila por su valiosa ayuda para establecer el procesamiento de las señales de la respuesta del modelo de un piso.

A mis compañeros y amigos del laboratorio de la mesa vibradora: Javier Solis O., Cesar Guerrero P., Harry E. Sandoval R., Alvaro Celestino M., Alfredo Sánchez A., Miguel A. Mendoza G., Concepción Hernández, Leonardo Flores C., Miguel A. Pacheco, quienes con su colaboración hicieron posible la construcción y el ensaye de los modelos de uno, dos y tres pisos.

A mi amigo y compañero del proyecto de investigación: Juan Guillermo Arias Acosta, por su enorme dedicación en este proyecto.