

INFORMES

TÉCNICOS

Estudio
analítico
de estructuras
de mampostería
confinada

Leonardo E. Flores
Sergio M. Alcocer

COORDINACIÓN
DE
INVESTIGACIÓN

Área de Ingeniería Estructural
y Geotecnia



SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN

Lic. Santiago Creel Miranda
Secretario de Gobernación

Lic. María del Carmen Segura Rangel
Coordinadora General de Protección Civil

CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES

M. en I. Roberto Quaas Weppen
Director General

Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro
Coordinador de Investigación

M. en I. Enrique Guevara Ortiz
Coordinador de Instrumentación

M. en I. Tomás Alberto Sánchez Pérez
Coordinador de Difusión

Lic. Gloria Luz Ortiz Espejel
Coordinadora de Capacitación

Profra. Carmen Pimentel Amador
Secretaria Técnica

1ª edición, diciembre 2001
CI/IEG-10122001

©SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN
Abraham González Núm. 48,
Col. Juárez, Deleg. Cuauhtémoc,
C.P. 06699, México, D.F.

©CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES
Av. Delfín Madrigal Núm. 665,
Col. Pedregal de Santo Domingo,
Deleg. Coyoacán, C.P.04360, México, D.F.
Teléfonos:
(55) 54 24 61 00
(55) 56 06 98 37
Fax: (55) 56 06 16 08
e-mail: editor@cenapred.unam.mx
www.cenapred.unam.mx

© Autores: Leonardo E. Flores y Sergio M. Alcocer.

Edición: Leonardo E. Flores
Portada: D.G. Demetrio Vázquez y Susana González
Responsable de la Publicación: M. en I. Tomás Alberto Sánchez Pérez

ISBN: 970-628-606-3

Derechos reservados conforme a la ley
IMPRESO EN MÉXICO. *PRINTED IN MEXICO*

Distribución Nacional e Internacional: Centro Nacional de Prevención de Desastres

EL CONTENIDO DE ESTE DOCUMENTO ES EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES

ESTUDIO ANALÍTICO DE ESTRUCTURAS
DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

AUTORES

Leonardo E. Flores

Sergio M. Alcocer

Coordinación de Investigación
Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia

Diciembre, 2001

ESTUDIO ANALÍTICO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

RESUMEN

En la primera parte de este trabajo se desarrolló un modelo histerético fuerza-distorsión para muros de mampostería confinada (con y sin refuerzo horizontal) a partir de una serie de ensayos a escala natural. Para el modelo, los ciclos de histéresis se limitan por una envolvente trilineal que es función de la rigidez, la resistencia de agrietamiento y la resistencia máxima. La rigidez de las ramas ascendentes y descendentes de los ciclos de histéresis siguen una ley hiperbólica que depende de la distorsión máxima alcanzada previamente.

En la segunda parte del estudio, se realizaron varios análisis dinámicos no lineales paso a paso de edificios de mampostería de uno y tres niveles representativos de la vivienda de bajo costo. La geometría se tomó de planos de proyectos reales construidos en zonas de alto peligro sísmico. Se usaron registros sísmicos con diferente amplitud, duración y contenido de frecuencias. Para periodo largo se tomó el registro de SCT, México, de 1985, el registro de Kobe, Japón, de 1995 se usó para sismos de alta frecuencia. Se incluyó también un sismo sintético representativo de un evento de M8.2 en Acapulco. En los modelos se varió la cuantía de refuerzo horizontal en los muros.

Los resultados indican que, para registros de alta frecuencia, el refuerzo horizontal provee una solución factible para mejorar las características dinámicas de la estructura permitiendo que sobreviva sin colapso a un evento sísmico intenso. El uso de este refuerzo en los pisos inferiores incrementa la resistencia y capacidad de deformación. Se identificó que el daño, en la estructura de tres niveles se concentró en la planta baja, lo cual coincide con lo observado en reconocimientos en zonas de daño por sismo.

ABSTRACT

In the first part of this work, calculated force-displacement relations followed the hysteresis rules were developed for confined masonry walls (with and without horizontal reinforcement) from test of full-scale specimens. Hysteretic loops were limited by a tri-linear envelope curve. Calculated stiffness for the loading and unloading branches followed a decay law which depend on the deformation history.

Nonlinear dynamic analyses of typical Mexican low-cost housing buildings were performed. One- and three-story structures were analyzed. Structure dimensions and detail were obtained from drawings of buildings located in zones of high seismic risk. Buildings were subjected to accelerograms with different amplitude, duration and frequency content. For long-period records, the 1985 SCT accelerogram was used. The accelerogram recorded at the Kobe Meteorological Agency (Jan. 17, 1995) was used as high-frequency input. An artificial accelerogram for a postulated M8.2 earthquake was also used. Amounts of horizontal wall reinforcement were varied.

Results indicated that for high-frequency records, horizontal wire steel in walls provides a feasible solution for improving the dynamic characteristics of structures allowing them withstand severe ground shaking without collapse. Horizontal reinforcement in walls at lower stories increased the structure strength and deformation capacity. Highest damage in the three-story structure was concentrated at the ground level; this phenomenon coincides with observations made during earthquake reconnaissance.

CONTENIDO

RESUMEN	III
ABSTRACT	III
CONTENIDO	V
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1 REVISIÓN DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES Y ANALÍTICOS	5
1.1 ENSAYES REALIZADOS EN MÉXICO POR R. MELI.....	5
1.2 TRABAJO DE M. O. MORONI, CHILE	8
1.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL DEL CENAPRED.....	9
1.3.1 Introducción.....	9
1.3.2 Programa Experimental.....	10
1.3.3 Procedimiento de Prueba de los Especímenes	11
1.3.4 Fase Uno: Efecto del Grado de Acoplamiento a Flexión en el Comportamiento de Muros de Mampostería Confinada.....	13
1.3.5 Fase Dos: Efecto de Diferentes Tipos de Refuerzo Horizontal.....	16
1.3.6 Fase Tres: Ensaye de una Estructura Tridimensional de Mampostería Confinada.....	18
1.3.7 Fase Cuatro: Reparación de la Estructura Tridimensional de Mampostería Confinada	19
1.3.8 Fase Cinco: Ensaye de Muros Aislados con Diferentes Cuantías de Refuerzo Horizontal	21
1.3.9 Pruebas de Materiales.....	24
CAPÍTULO 2 DESARROLLO DE UN MODELO ANALÍTICO PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA	27
2.1 INTRODUCCIÓN.....	27
2.2 CONSIDERACIONES	27
2.3 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO OBSERVADO EN LAS PRUEBAS	29
2.4 RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN	31
2.4.1 Propiedades de los Materiales.....	31
2.4.2 Resistencia y Rigidez Lateral de los Muros.....	34
2.4.3 Datos de los Ensayes de Muros	35
2.4.4 Gráficas Normalizadas de Envoltentes y Degradación de Rigidez	35
2.5 CÁLCULO DE LOS PUNTOS DE LA ENVOLVENTE.....	40
2.5.1 Cortante de Agrietamiento.....	40
2.5.2 Cortante Máximo en Muros sin Refuerzo Horizontal.....	40
2.5.3 Cortante Máximo en Muros con Refuerzo Horizontal.....	42
2.5.4 Distorsión Última.....	43
2.6 MODELO HISTERÉTICO PROPUESTO	43
CAPÍTULO 3 CALIBRACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO.....	45
3.1 CRITERIOS DE CALIBRACIÓN	45
3.2 OBTENCIÓN DE LAS LEYES DEL MODELO Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS	46
3.2.1 Rigidez de las Ramas Ascendentes y Descendentes de los Ciclos de Histéresis.....	46
3.2.2 Comparación de la Respuesta Predicha con la Experimental.....	48

3.3	RESPUESTA DINÁMICA DE UNA ESTRUCTURA DE UN GRADO DE LIBERTAD	56
3.3.1	Método β de Newmark	56
3.3.2	Análisis y Resultados	57
CAPÍTULO 4 APLICACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO		61
4.1	INTRODUCCIÓN	61
4.2	HERRAMIENTA DE COMPUTO PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO.....	62
4.2.1	Funcionamiento General del Programa LARZ.....	62
4.2.2	Ecuación del Movimiento.....	63
4.2.3	Desbalance de Equilibrio Estático.....	64
4.2.4	Amortiguamiento.....	65
4.2.5	Modificación del Programa LARZ	65
4.3	VARIABLES DE ESTUDIO.....	66
4.3.1	<i>Número de Niveles de la Estructura</i>	67
4.3.2	Sismos de Análisis.....	70
4.3.3	Tipo de Refuerzo	72
4.3.4	Resistencia de la Mampostería.....	73
4.4	REVISIÓN DE LAS ESTRUCTURAS CON RDF Y CFE.....	74
4.4.1	Análisis de Cargas	74
4.4.2	Peso de los Entrepisos	75
4.4.3	Resistencia ante Carga Lateral.....	76
4.4.4	Fuerza Actuante de Diseño.....	76
4.4.4.1	<i>Método simplificado</i>	76
4.4.4.2	<i>Espetros de diseño</i>	77
4.5	RESULTADOS PRINCIPALES	80
CAPÍTULO 5 DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS.....		83
5.1	ESTRUCTURA DE UN NIVEL.....	83
5.2	ESTRUCTURA DE TRES NIVELES	85
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		93
RECOMENDACIONES.....		94
MODELO ANALÍTICO PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA		95
APÉNDICE A RIGIDEZ EN ESTRUCTURAS A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA		97
REFERENCIAS.....		103
AGRADECIMIENTOS.....		105

INTRODUCCIÓN

Una de las principales necesidades del ser humano desde sus orígenes, ha sido el contar con un lugar en donde vivir, proteger a su familia y a sus bienes, y en donde se establezca el núcleo de la unión y la convivencia familiar. El tipo de vivienda ha evolucionado con la humanidad desde las cavernas hasta las actuales construcciones modulares y prefabricadas. El tipo de material usado ha dependido de los que abundan en la zona y de la tradición constructora de cada cultura. En el México actual se construye a base de concreto, acero y mampostería, principalmente. Esta última es de gran importancia en nuestro país ya que representa el tipo de construcción más usado en la vivienda popular. Por sus características, las viviendas de mampostería son las más sencillas de realizar y más económicas que las fabricadas con otros materiales. Debido a esto, la mampostería es usada tanto por la gente que autoconstruye sus casas como en la construcción de edificios multifamiliares financiados por organismos públicos y privados.

En efecto, en nuestro país la estructuración a base de muros de carga de mampostería adquiere una singular relevancia puesto que éstos sirven, en la geometría arquitectónica, para limitar la construcción y subdividir los espacios interiores en las áreas útiles de las viviendas (como habitaciones, estancia, etc.); y, en el aspecto estructural, resisten tanto las cargas verticales (peso de los niveles superiores y techo), como las solicitaciones horizontales, debidas principalmente a los movimientos sísmicos. Aún más, se puede afirmar que la construcción de casas con muros estables y sólidos es parte de la idiosincrasia del mexicano. Siendo así tan importante y difundido el uso de la mampostería en la construcción, es fundamental conocer a fondo cómo se comporta ante las diversas solicitaciones y, de especial interés para México, ante las acciones sísmicas con el fin de poder diseñar viviendas seguras y económicas.

En este trabajo se entiende el término mampostería como al conjunto de piezas prismáticas artificiales unidas con un mortero aglutinante. Debido a la gran variabilidad que existe en estos materiales en sus dimensiones, proceso constructivo y propiedades mecánicas, este estudio se referirá a la mampostería hecha a base de tabiques macizos de barro recocido que cumplen con los requisitos para muros confinados que señala el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF) en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, inciso 3.3 (DDF, 1989).

En la actualidad, las construcciones en donde se utiliza la mampostería como material resistente a cargas son comúnmente las viviendas. En ellas, dada la necesidad de dividir el área total en los espacios habitables, se proporciona, generalmente, una cantidad suficiente y regularmente distribuida de muros. Tomando en cuenta la uniformidad en la distribución de los muros, los claros pequeños y el reducido número de niveles que se encuentran comúnmente en edificaciones de mampostería, es factible utilizar en el diseño, el método simplificado de diseño sísmico que se señala en las NTC para Diseño por Sismo (DDF, 1987).

En este método se comparan las acciones sísmicas horizontales obtenidas con el método estático e incrementadas por un factor de carga, con la fuerza cortante resistente del nivel analizado en cada dirección. La fuerza cortante resistente de cada muro se puede calcular como el producto de un factor de reducción de resistencia, el área transversal del muro y el esfuerzo cortante resistente del material. La resistencia obtenida se puede incrementar si se toma en cuenta el aumento en resistencia que proporciona la carga vertical sobre el muro. El área transversal del muro se reduce en función de su relación de aspecto (razón entre la longitud y la altura), de modo que el área efectiva será menor para muros cortos. Esto obedece a la reducción en la rigidez al corte en muros cortos en comparación con muros largos.

Las hipótesis en las que se basa el método simplificado son:

- 1) Elástica: se supone que los muros se deforman por corte; el método corrige (disminuye) las rigideces al corte de muros esbeltos.

- 2) Plástica: la resistencia de los muros será función exclusiva del área transversal. Se supone que el esfuerzo cortante resistente es igual e independiente del tamaño del muro. Esto implica que hay una redistribución de esfuerzos, y por ende, que el sistema tiene una ductilidad de desplazamiento lateral suficiente para alcanzar una redistribución completa. Se entiende como ductilidad de desplazamiento lateral al cociente entre el desplazamiento último del sistema y el de fluencia. Se considera que una estructura es dúctil si se tiene la capacidad de deformarse más allá de su intervalo elástico manteniendo su resistencia.

La práctica actual de diseño de edificaciones de mampostería fundamentalmente se basa en estimar las acciones sísmicas y compararlas con la resistencia de la estructura, además de revisar que se cumpla con los requisitos geométricos y de refuerzo que marcan las NTC.

Sin embargo, existen muchos aspectos más complejos que no se toman en cuenta y que, de hacerlo, nos podrían llevar a seleccionar variantes en el diseño para obtener un "mejor comportamiento" ante un sismo severo y/o lograr una estructura más económica. Por ejemplo, en el aspecto de la estimación de las acciones sísmicas, el método simplificado es útil para obtener resultados aproximados en estructuras bajas, pero no toma en cuenta las rigideces reales de la estructura, de las cuales dependen los períodos de vibración y, en general, la respuesta de ésta ante un sismo. En la rigidez de un muro intervienen las deformaciones por cortante que, en muros largos, dominan la deformación; pero también influyen las deformaciones por flexión, importantes en el caso de muros cortos. En las deformaciones por flexión se involucra la restricción que poseen los muros en sus extremos como es el caso del sistema de piso con o sin dadas bajo las losas, o el caso de las aberturas de ventanas.

Por otro lado, si se emplea un método dinámico se considera inicialmente que la rigidez de los elementos es constante (comportamiento elástico-lineal). El posible comportamiento inelástico de la estructura se incluye mediante el factor de comportamiento sísmico Q , que se señala en las NTC para Diseño por Sismo (DDF, 1987). De acuerdo con este método, las fuerzas sísmicas obtenidas se dividen por el factor reductor Q' (que está en función de Q) ya que se supone que la ductilidad y el amortiguamiento histerético (disipación de energía) que pueda desarrollar la estructura reducen la respuesta sísmica. Para el modelo analítico, se puede estimar la rigidez de cada tablero de mampostería con fórmulas simplificadas, o construir un marco equivalente con el método de la columna ancha.

Por otro lado, una evaluación reciente de las características estructurales de los conjuntos habitacionales de interés social (Díaz-Infante, 1993) puso de manifiesto una inconsistencia entre los criterios de diseño y el peligro sísmico de las regiones. Así, en distintas partes del país se diseña con el mismo criterio, cumpliendo con reglamentos que no fueron desarrollados para aquellos lugares. Por ejemplo, se diseñan construcciones en las costas del Océano Pacífico utilizando el RDF. Podríamos aceptar que un mismo tipo de material tendrá la misma resistencia en la ciudad de México y en Acapulco, por ejemplo, pero también es cierto que las características de los sismos (frecuencias, aceleraciones) serán muy diferentes en estos dos lugares. En consecuencia, la estructura manifestaría comportamientos distintos.

Es muy importante tomar conciencia de que, aunque se diseñe con un mayor coeficiente sísmico para regiones con mayor sismicidad, sólo se está considerando la resistencia máxima. No se toma en cuenta el comportamiento posterior a ésta que, en el caso de un sismo severo que sobrepase las expectativas estimadas, se vuelve fundamental para prevenir el colapso. Esto último se relaciona con la capacidad de amortiguamiento y de disipación de energía, así como con la ductilidad del elemento. Pero para entender el efecto que estos fenómenos ejercen en las estructuras se tiene que ir más allá en el estudio que un análisis elástico-lineal. Para ello es necesario estudiar la respuesta sísmica de la estructura modelando el deterioro de la rigidez y de la resistencia para elevadas deformaciones. Estas degradaciones se traducen en cambios de los períodos de vibración de la estructura a lo largo del sismo. En un análisis más riguroso se podrían incluir distintos tipos de estructuración en diferentes niveles del mismo edificio, según las demandas de resistencia y ductilidad en un sismo.

La finalidad de este trabajo es estudiar la respuesta de estructuras de mampostería confinada mediante modelos en computadora. Al entender su comportamiento con diferentes variables en la estructuración, será posible dar recomendaciones para el diseño. Debemos recordar que la ingeniería estructural busca que, con la mayor economía posible, las estructuras resistan con mínimo daño las acciones sísmicas comunes, y ante un sismo severo, la estructura salvaguarde la vida y los bienes de sus usuarios evitando el colapso aun a costa de daños importantes.

Considerando todo lo anterior se enumeran a continuación los objetivos de este trabajo:

- 1) Hacer una revisión de experiencias analíticas y experimentales.
- 2) Proponer y calibrar un modelo matemático que simule el comportamiento histerético, o sea ante cargas cíclicas alternas, de muros de mampostería confinada.
- 3) Usando el modelo obtenido, realizar una serie de análisis sísmicos dinámicos paso a paso de edificios de mampostería típicos y con variantes propuestas, sometiéndolos a distintas historias de aceleración del terreno representativas de diferentes regiones sísmicas del país.

En el capítulo uno se hace una breve revisión de estudios previos encaminados a establecer un modelo histerético para estructuras de mampostería. Se describe, de modo general, los estudios realizados recientemente en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) los cuales son la fuente principal de información usada en la realización de este trabajo. En el capítulo dos se muestra el desarrollo del modelo analítico para estructuras de mampostería. En el capítulo tres se calibra y justifica el modelo. Estos tres capítulos constituyen la primera parte del informe y culmina con la obtención de un modelo que represente aceptablemente el comportamiento de un muro de mampostería ante cargas cíclicas, como las que se presentan durante un sismo.

La segunda parte de este trabajo comienza en el capítulo 4 en el cual se aplica el modelo obtenido para simular por computadora el comportamiento de distintas estructuras ante distintos registros sísmicos. En el capítulo cinco se hace un análisis de los resultados obtenidos. Finalmente, en el capítulo seis se presentan las conclusiones y recomendaciones para el uso de estos resultados en la práctica profesional de diseño de estructuras de mampostería confinada.

CAPÍTULO 1

REVISIÓN DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES Y ANALÍTICOS

1.1 ENSAYES REALIZADOS EN MÉXICO POR R. MELI

En 1975, R. Meli publicó los resultados de una serie de ensayos en muros de mampostería con diversas variantes (Meli, 1975). En estos estudios pioneros se estableció gran parte del conocimiento aún vigente sobre mampostería en México. Sus conclusiones y recomendaciones sirvieron de fundamento para el desarrollo de las NTC para Estructuras de Mampostería (DDF, 1989).

Meli señala que mientras no ocurran agrietamientos importantes por flexión o por tensión diagonal, el comportamiento de los muros, independientemente del tipo de refuerzo, es aproximadamente elástico lineal. Después del agrietamiento inclinado, el comportamiento se caracteriza por una disminución paulatina de la rigidez y la resistencia, tanto mayor cuanto más grande es la deformación máxima alcanzada en el ciclo. Las cargas de agrietamiento y máxima se alcanzaron para distorsiones con valores cercanos a 0.001 y 0.003, respectivamente. En este trabajo se entiende por distorsión al cociente entre el desplazamiento horizontal y la altura del muro (igual a la altura del entrepiso).

Para cargas monótonas, propuso un comportamiento idealizado mediante una relación trilineal. En ella, el primer tramo describe el comportamiento hasta el agrietamiento inclinado; el segundo tramo corresponde a la zona entre el agrietamiento y la carga máxima, y finalmente sigue un tramo horizontal hasta la falla. Esta curva se define con cinco parámetros; de éstos, la carga de agrietamiento y la rigidez inicial se pueden predecir teóricamente, mientras que los otros tres parámetros se obtienen a partir de datos experimentales (fig. 1.1).

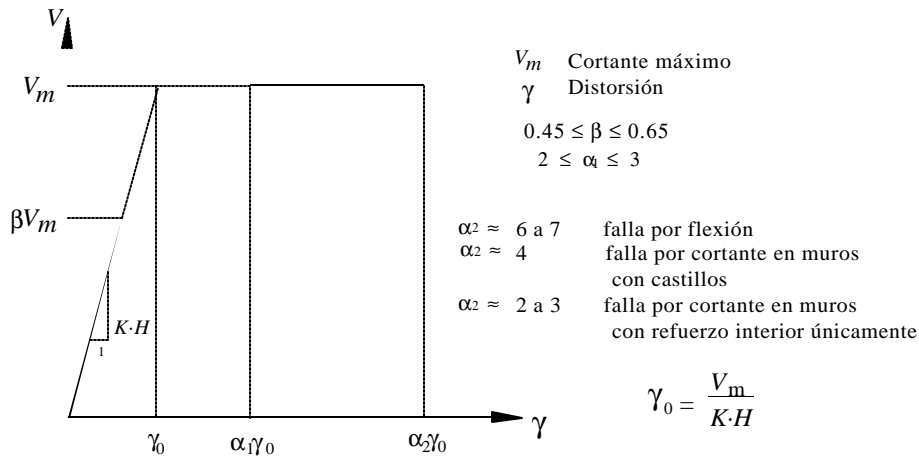


Figura 1.1 Modelo trilineal para cargas monótonas en muros de mampostería

Para la rigidez inicial, Meli considera suficiente el uso de fórmulas simples de resistencia de materiales. De esta forma, para calcular la rigidez de los muros, propuso usar

$$\Delta = \frac{VH}{AG} + \frac{VH^3}{3EI} \quad (1.1)$$

$$y \quad K = \frac{V}{\Delta} \quad (1.2)$$

donde

- K es la rigidez inicial del muro;
- V es la fuerza cortante aplicada en la parte superior del muro;
- Δ es el desplazamiento horizontal medido en la parte superior del muro;
- H es la altura del muro;
- A es el área del muro;
- I es el momento de inercia;
- E es el módulo de elasticidad; y
- G es el módulo de rigidez al cortante.

Los módulos de elasticidad y de rigidez al cortante se obtienen de ensayos en pilas y muretes, respectivamente. Para calcular el momento de inercia se considera la sección completa sin agrietamiento. Conviene aclarar que lo desarrollado por R. Meli fue para muros aislados ensayados en voladizo o a tensión diagonal. Se supone, implícitamente, que sus conclusiones y modelos se pueden extrapolar a estructuras con muros de varios pisos y acoplados por sistemas de piso y parapetos.

Para cargas cíclicas, Meli propuso representar la curva histerética como la suma de curvas simples con comportamiento elastoplástico con distintos grados de deterioro de rigidez y resistencia. Bazán (Bazán, 1980) reprodujo estos modelos, de los cuales se presenta a continuación el modelo propuesto para el caso de muros confinados con castillos y dalas (fig. 1.2).

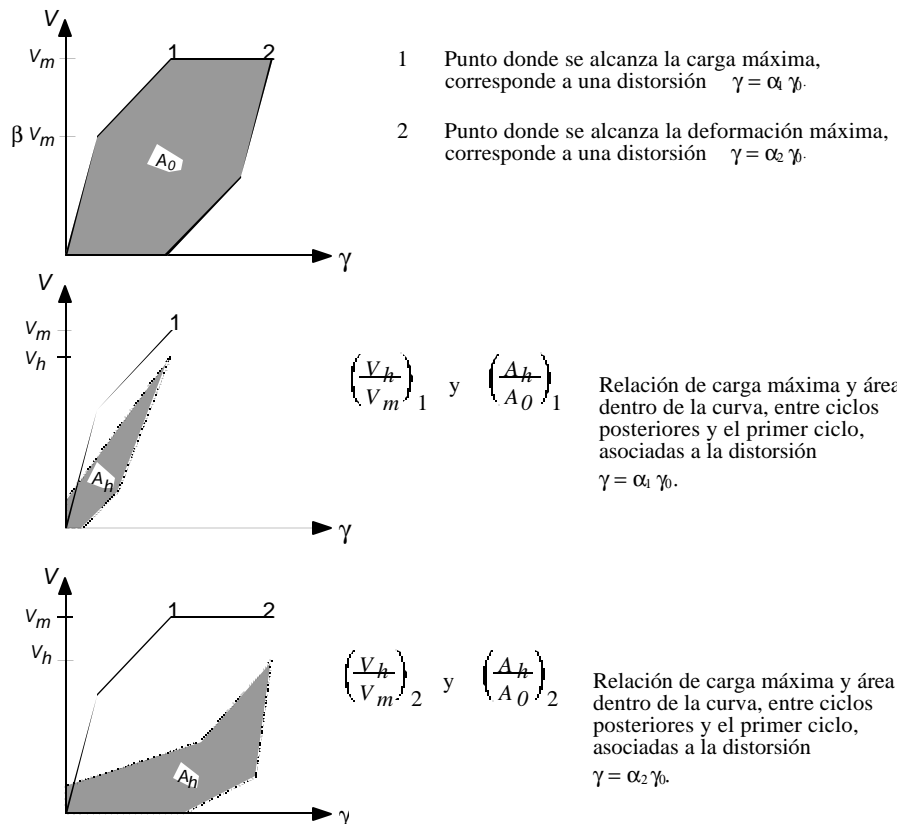


Figura 1.2 a) Parámetros para el modelo histerético propuesto por Meli

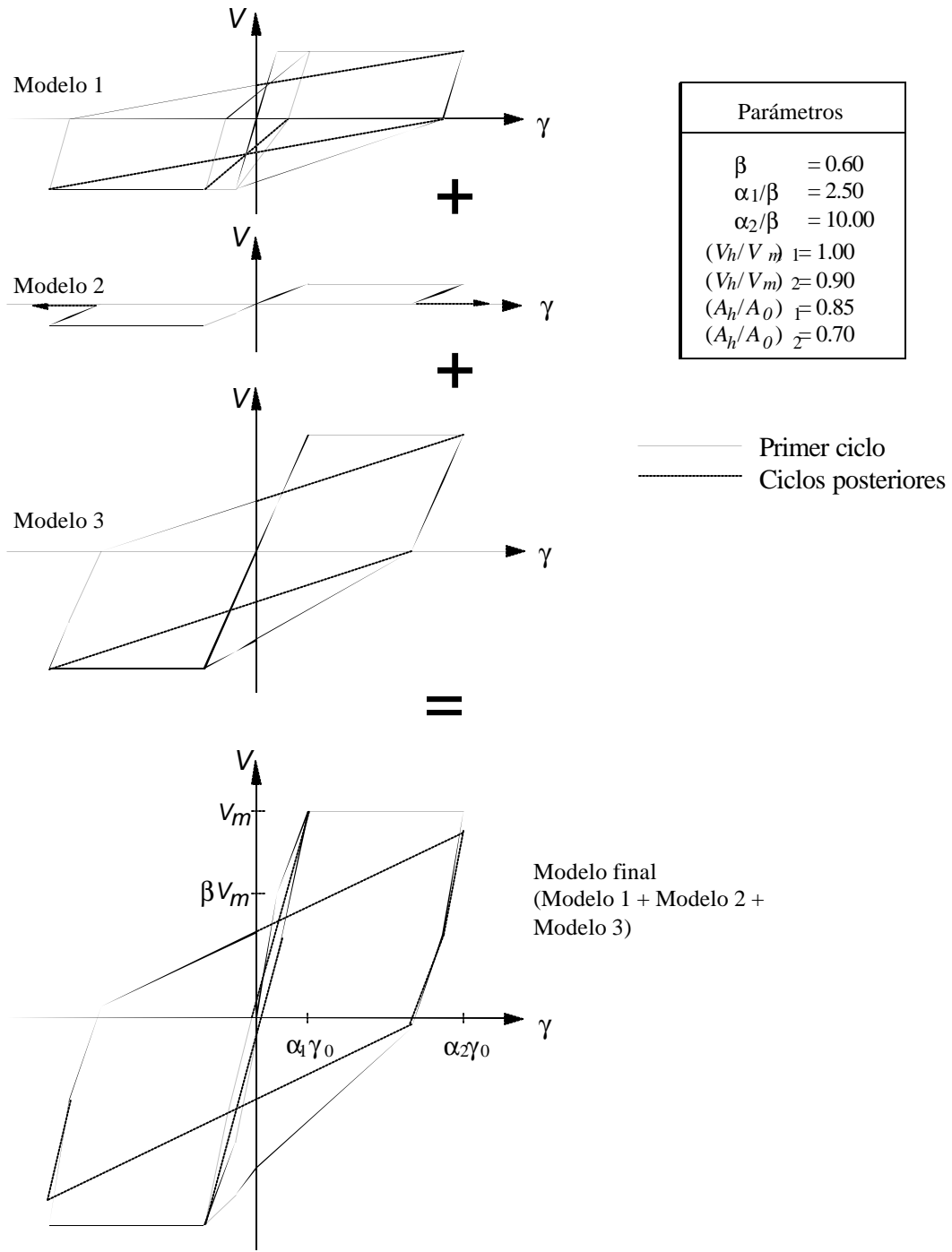


Figura 1.2 b) Modelo histerético trilineal propuesto por Meli

1.2 TRABAJO DE M. O. MORONI, CHILE

Moroni et al. (Moroni, 1994) propusieron un modelo analítico simple para representar el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada con base en resultados experimentales realizados en varios países de América Latina. Según Moroni, las principales características del comportamiento de los diferentes tipos de muro son:

- a) aun para pequeñas deformaciones, siempre existe alguna disipación de energía;
- b) las curvas cíclicas son delgadas y en la descarga convergen a un punto común;
- c) excepto para grandes deformaciones, los ciclos son estables;
- d) después del primer agrietamiento inclinado, para una distorsión del orden de 1/2400, se presenta una degradación de rigidez apreciable.

El modelo propuesto está caracterizado por una curva esqueleto trilineal y ciclos histeréticos con degradación de rigidez (fig. 1.3). Los parámetros considerados se muestran a continuación:

$$\begin{aligned}
 V_m &= (0.37 v + 0.43 \sigma_v) A_m \\
 V_1 &= (0.19 v + 0.12 \sigma_v) A_m \\
 A_e &= A_m + 2(G_c / G_m) A_c \\
 K_e &= G_m A_e / 3 H
 \end{aligned}$$

para tabiques de cerámica y artesanales

donde

- A_m es el área transversal del muro de mampostería;
- H es la altura del muro;
- v es el esfuerzo cortante resistente de la mampostería;
- G_m es el módulo de rigidez al cortante de la mampostería;
- G_c es el módulo de rigidez al cortante del concreto;
- A_c es el área de los castillos de concreto reforzado; y
- σ_v es el esfuerzo vertical aplicado sobre el muro.

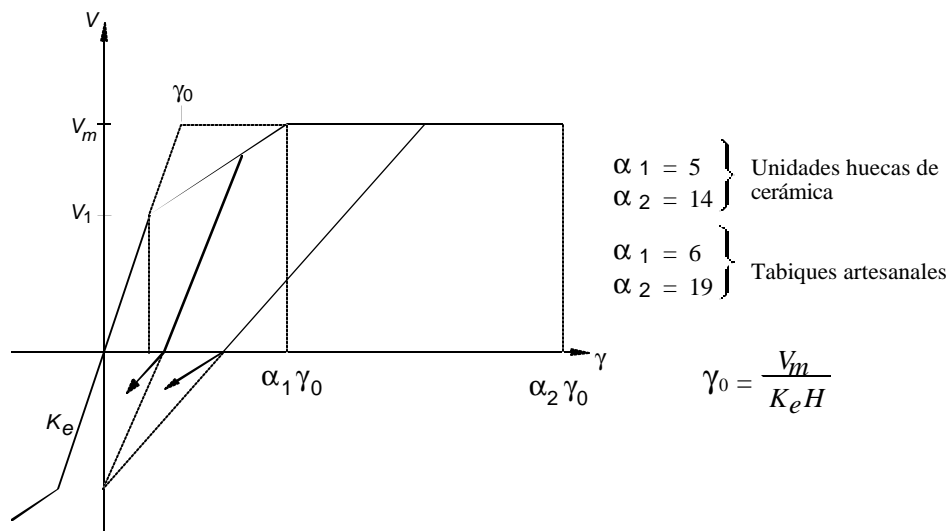


Figura 1.3 Modelo histerético para muros de mampostería confinada propuesto por Moroni et al.

En la figura 1.4 se comparan los modelos propuestos por Meli y por Moroni et al. para el caso de mampostería confinada de tabiques artesanales. Los valores empleados para los módulos de rigidez y las dimensiones son típicas de muros hechos con este material.

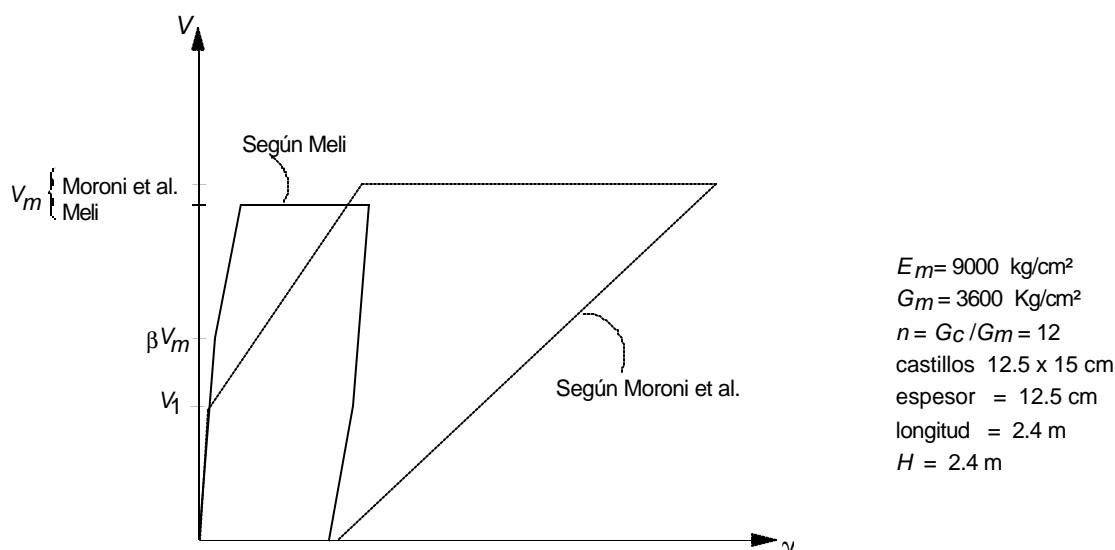


Figura 1.4 Comparación entre los modelos histeréticos propuestos por Meli y Moroni et al., para el primer ciclo

1.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL DEL CENAPRED

1.3.1 Introducción

Dada la importancia del uso de muros de mampostería confinada en la construcción de viviendas en México, el Centro Nacional de la Prevención de Desastres inició un programa de investigación a largo plazo patrocinado por el Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores, INFONAVIT. Los objetivos de este proyecto son (Meli, 1994; Alcocer, 1994a y b): 1) verificar experimentalmente la seguridad sísmica de estructuras de mampostería diseñadas y construidas según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; 2) evaluar el efecto de distintas alternativas de refuerzo en el comportamiento de muros de mampostería confinada; 3) proponer, si es necesario, modificaciones a las prácticas de diseño y construcción de estructuras de mampostería que conduzcan a construcciones más seguras y eficientes; 4) adecuar la seguridad sísmica de las construcciones con el peligro sísmico de diferentes regiones; y, 5) valorar el desempeño de nuevos materiales y sistemas constructivos.

Este estudio está subdividido en varios proyectos tanto de tipo documental y analítico, como experimental.

Las distintas etapas que se han llevado a cabo a la fecha (1995) son:

- 1) Estadísticas de propiedades estructurales de conjuntos habitacionales de interés social (Díaz-Infante, 1993; Meli, 1994).
- 2) Estudio estadístico de las propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción de mampostería en el valle de México.
- 3) Ensayes de laboratorio de sistemas estructurales a base de muros de mampostería confinada, en donde se han desarrollado cinco fases hasta el momento, que se describen más adelante.
- 4) Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada, que es el objeto de este trabajo.

La serie de pruebas en sistemas de muros de mampostería constituye la fuente principal de información para la realización de este trabajo por lo que se describirá más detalladamente, incluyendo los últimos resultados hasta el momento de la realización del presente trabajo.

1.3.2 Programa Experimental

Hasta la fecha en que fue elaborado este trabajo, han sido cinco las fases experimentales realizados en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, para estudiar el comportamiento de estructuras de mampostería confinada a escala natural sujetas a cargas laterales cíclicas.

En la primera fase se construyeron y probaron tres especímenes formados cada uno por dos tableros de mampostería confinada con diferente relación de aspecto. La variable del estudio fue el grado de acoplamiento entre los muros de mampostería.

Para la segunda fase se prepararon dos especímenes con la misma geometría que uno de los modelos de la primera fase. Los muros se reforzaron horizontalmente con diferentes tipos de acero en las juntas de mortero para estudiar su efecto en el comportamiento sísmico de estas estructuras.

En la tercera fase se construyó y probó un espécimen tridimensional de dos niveles a escala natural. Este modelo se estudió para comparar la respuesta de un componente aislado bidimensional con la de una estructura completa, así como el efecto tridimensional y la incorporación de varios grados de libertad en este tipo de ensayos.

Para aprovechar el modelo tridimensional y conocer la efectividad del uso de malla y mortero como técnica de reparación, se rehabilitó dicha estructura y se ensayó de forma similar al espécimen original. Esta fue la cuarta fase.

La quinta fase estuvo integrada por el ensayo de cuatro especímenes, en los cuales la principal variante fue la cuantía de refuerzo horizontal.

El diseño y la construcción de todos los modelos de mampostería se llevó a cabo de la manera tradicional, tal que los especímenes fueran representativos de la práctica actual en el Distrito Federal. En el estudio se han usado tabiques macizos de barro rojo recocido hechos a mano provenientes de la zona de Chalco. Todos los especímenes fueron desplantados en vigas de cimentación que, por sus dimensiones y su sólido anclaje a la losa de cimentación del laboratorio, proporcionaron una condición de empotramiento en la base de los modelos.

Todos los tableros de mampostería fueron confinados con castillos del ancho del muro en sus extremos, y con una dala y losa en su parte superior. Un armado típico de los especímenes de la primera etapa se muestra en la figura 1.5.

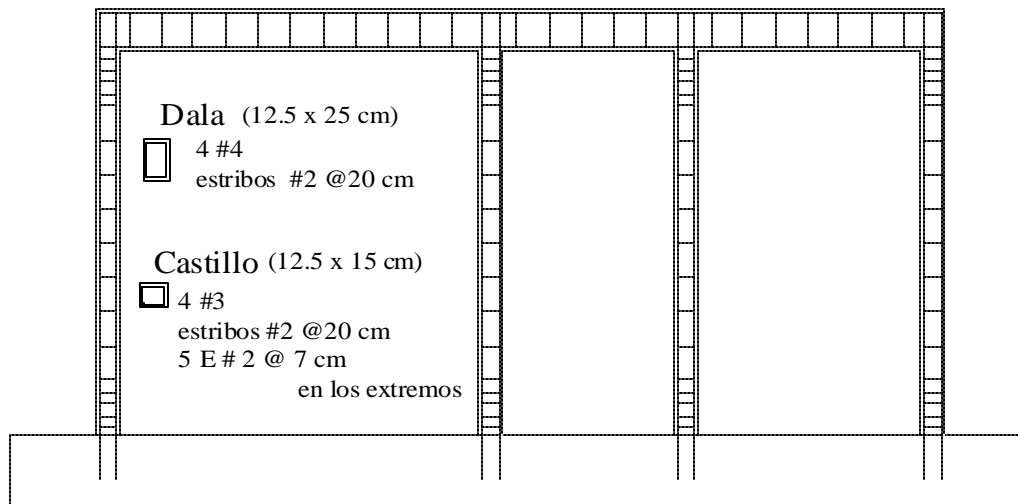


Figura 1.5 Armado usado en los especímenes de la primera fase

1.3.3 Procedimiento de Prueba de los Especímenes

Durante los ensayos, las cargas laterales cíclicas se aplicaron a nivel de las losas mediante gatos hidráulicos de doble acción controlados con bombas manuales. Esta condición de carga pretende simular las fuerzas de inercia que se inducen por los sismos. Para simular la carga vertical, se usaron gatos hidráulicos de acción simple dispuestos en la forma que se muestra en la figura 1.6.

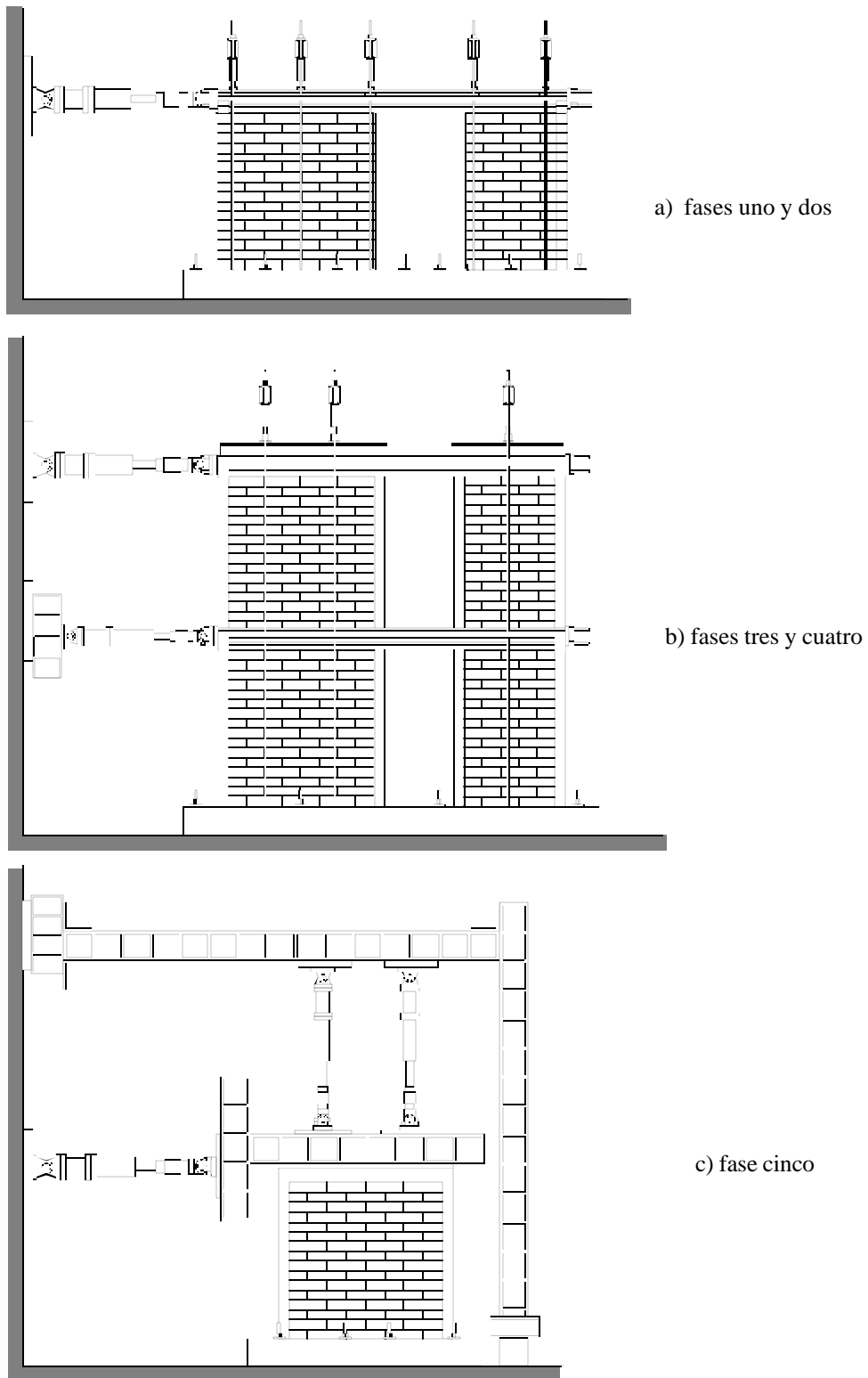


Figura 1.6 Dispositivos de carga horizontal y vertical de los ensayos del CENAPRED

Los especímenes fueron densamente instrumentados con deformímetros eléctricos adheridos al acero de refuerzo, celdas de carga en los gatos hidráulicos y transductores de desplazamiento para las mediciones externas. Las lecturas de esta instrumentación (con 110 a 210 canales por modelo), fueron recopiladas mediante un sistema automático de captura de datos controlado por una computadora personal. En este trabajo se hará énfasis en la presentación y en la discusión de la carga horizontal aplicada y del desplazamiento horizontal a nivel de las losas.

Las cargas laterales cíclicas se aplicaron en forma cuasiestática para poder leer las señales de la instrumentación y observar la evolución del comportamiento de las estructuras. La duración de las pruebas fue de alrededor de tres días, con excepción de las del modelo tridimensional cuyos ensayos tomaron una semana cada uno. Las pruebas fueron controladas inicialmente por carga, aplicando tres o cuatro ciclos hasta llegar al primer agrietamiento inclinado. A partir de éste, el ensayo se controló por distorsión aplicando una historia previamente definida con distorsiones máximas del ciclo monótonamente crecientes hasta alcanzar el estado límite deseado. Para cada nivel máximo de carga o distorsión, según la etapa de la prueba, se aplicaron dos ciclos.

La carga vertical se mantuvo constante a lo largo de la prueba y fue calculada para proporcionar un esfuerzo vertical de 5 kg/cm². Este valor equivale al que se tendría en los muros de planta baja de una estructura de interés social típica de cuatro o cinco niveles.

Como complemento de las mediciones capturadas por la computadora, se llevó una bitácora de los principales fenómenos observados a lo largo de la prueba, así como un registro gráfico de los agrietamientos. Además, los modelos fueron fotografiados y filmados en diversas etapas del ensayo.

Los criterios y las conclusiones desarrolladas en cada fase se presentan brevemente a continuación. Se hace énfasis en los resultados de especial interés para este trabajo.

1.3.4 Fase Uno: Efecto del Grado de Acoplamiento a Flexión en el Comportamiento de Muros de Mampostería Confinada

En la primera fase experimental se ensayaron tres modelos de mampostería confinada a escala natural formados, cada uno, por dos muros colineales (Alcocer, 1994a). La variable de estudio fue el grado de acoplamiento entre los muros, entendiéndose por esto la manera en que estaban ligados misma que se refleja en la forma de la abertura entre ellos. La geometría y dimensiones de los modelos se muestran en la figura 1.7.

Los tres especímenes estaban constituidos por dos muros de 2.40 m de altura, uno de ellos de 2.40 m de longitud y el otro de 1.60 m (con relaciones de aspecto iguales a 1 y 1.5, respectivamente). En el primer modelo, W-W, los muros estaban conectados por medio de barras corrugadas de acero de alta resistencia que transmitían la fuerza lateral entre ellos. En el segundo modelo, WBW, los muros estaban ligados por una dala y una losa de concreto colados en sitio, creando una abertura en forma de puerta. El tercer espécimen, WWW, tuvo un grado de acoplamiento mayor, ya que contó con pretilas, de manera que la abertura tenía forma de ventana.

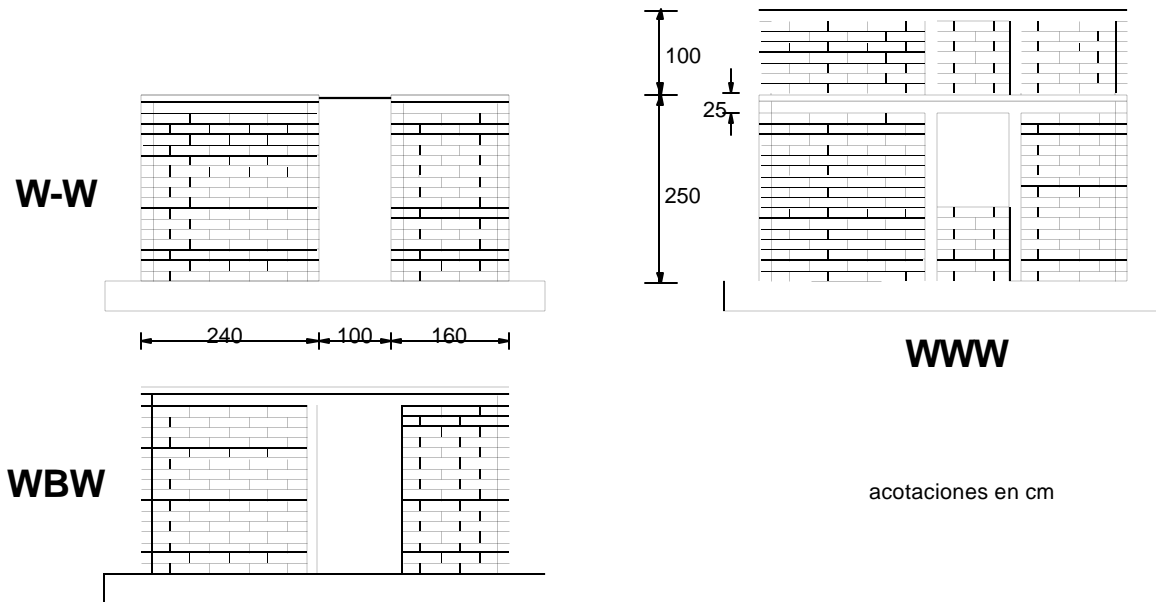


Figura 1.7 Geometría y dimensiones de los especímenes de la fase uno

El daño del modelo W-W estuvo dominado por grietas inclinadas en los muros que, al progresar la prueba, presentaron una forma de X. En general, las grietas atravesaron los tabiques y en pocos casos siguieron las juntas de mortero en forma escalonada. Al final de la prueba, el fisuramiento estaba distribuido con cierta uniformidad sobre los muros, en particular en su parte inferior. Esto se atribuye al efecto de las deformaciones por flexión. Sin embargo, la falla del modelo fue debida a cortante.

En el segundo modelo, WBW, se distinguieron pocas grietas de importancia después de la formación de los agrietamientos principales en forma de X. En los últimos ciclos, las grietas diagonales principales penetraron a los castillos. Según datos de deformímetros y transductores de desplazamiento, la dala y la losa permanecieron en el intervalo elástico de comportamiento. Consistente con lo anterior, las dalas y losa no exhibieron agrietamiento importante.

Por último, el espécimen WWW presentó también un agrietamiento en forma de X. A diferencia de los otros modelos, las fisuras se extendieron hacia las esquinas de la abertura en forma de ventana. El sistema de piso y el pretil superior permanecieron sin daño durante la prueba. En la figura 1.8 se presentan los patrones de agrietamiento final de los modelos y las curvas de histéresis fuerza cortante-distorsión. Para estos ensayos se definió a la distorsión como el cociente del desplazamiento horizontal a nivel de la losa dividido entre la altura del modelo.

Las principales conclusiones desarrolladas fueron (Alcocer, 1994a):

- El modo de falla fue dominado por deformaciones al corte de los muros y no fue modificado por el grado de acoplamiento.
- Independientemente del grado de acoplamiento, las fuerzas cortantes de entrepiso correspondientes al agrietamiento diagonal fueron semejantes en los tres modelos.
- Las tres estructuras alcanzaron cortantes máximos semejantes independientemente del grado de acoplamiento.
- Aunque la rigidez inicial estuvo influenciada por la forma de la abertura, la tendencia en la degradación de rigidez durante la prueba fue similar para todos los modelos.

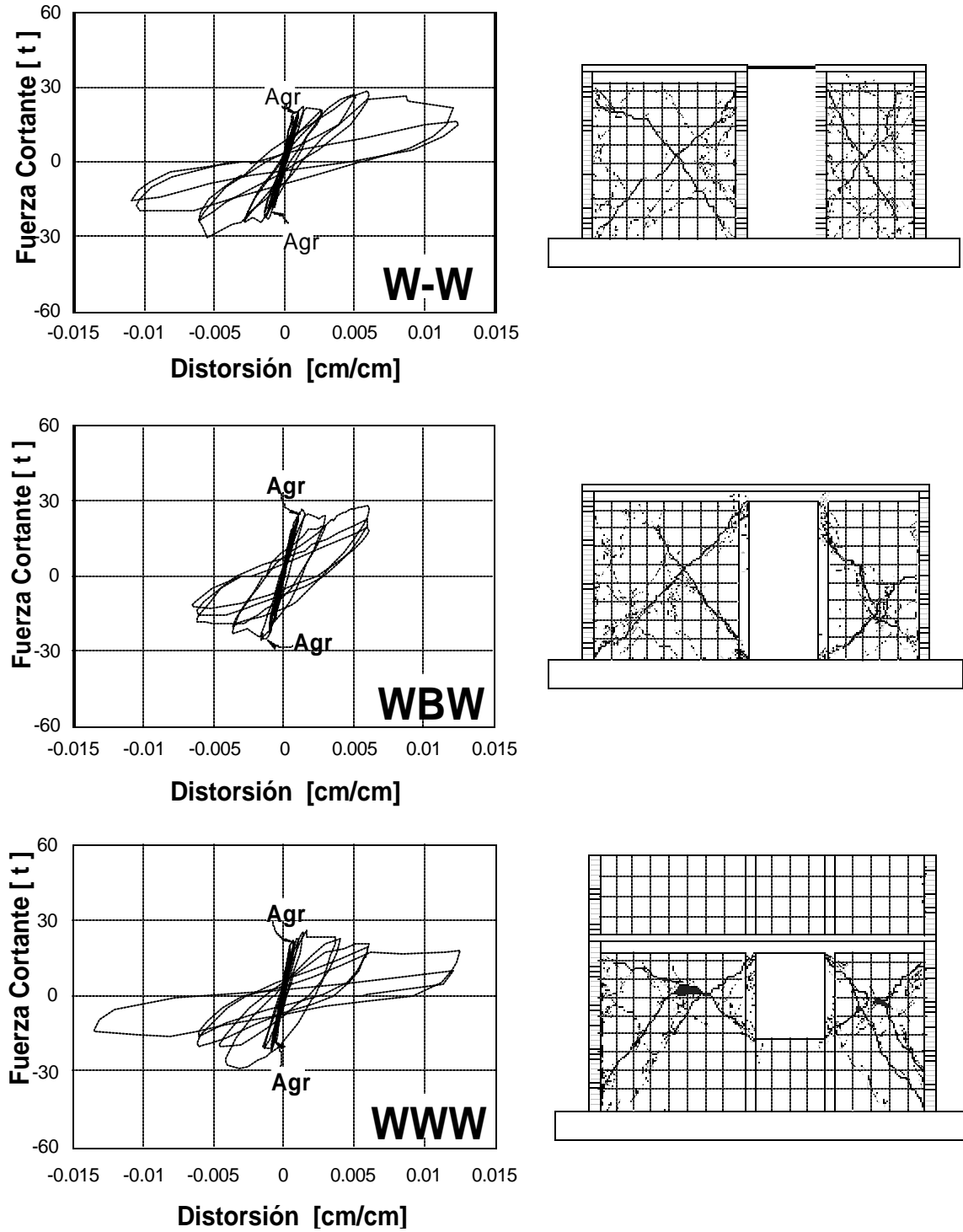


Figura 1.8 Resultados de la fase uno: Curvas de histéresis y patrones de agrietamiento final

1.3.5 Fase Dos: Efecto de Diferentes Tipos de Refuerzo Horizontal

En esta fase se ensayaron dos especímenes de mampostería confinada con dimensiones idénticas a las del modelo WBW de la primera fase, el cual se tomó como modelo de control (fig. 1.9). La variable estudiada en estos modelos fue el tipo y la cuantía del refuerzo horizontal en los muros (Alcocer, 1994b; Alcocer, 1993a).

En el espécimen WBW-E se usó escalerilla como refuerzo horizontal. La escalerilla es una armadura prefabricada de alambre. La escalerilla empleada estaba formada por dos alambres calibre número 10 (de 3.43 mm de diámetro), de alta resistencia, estirados en frío y unidos mediante alambres transversales soldados a los longitudinales y espaciados a cada 40 cm. El esfuerzo nominal de fluencia es $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$. Este refuerzo se colocó a cada dos hiladas de modo que la cuantía de acero fue igual a $p_h = 0.106 \%$ y el producto de ésta por el esfuerzo de fluencia fue $p_h f_y = 5.3 \text{ kg/cm}^2$. La cuantía empleada fue superior a la mínima requerida por las NTC (DDF, 1989). Según esta referencia, para muros con cuantías horizontales iguales o superiores a la mínima se acepta incrementar la resistencia a fuerza cortante en un 25%. La escalerilla se colocó en una sola pieza (sin traslape) y se ancló con ganchos a 180° alrededor del refuerzo longitudinal de los castillos.

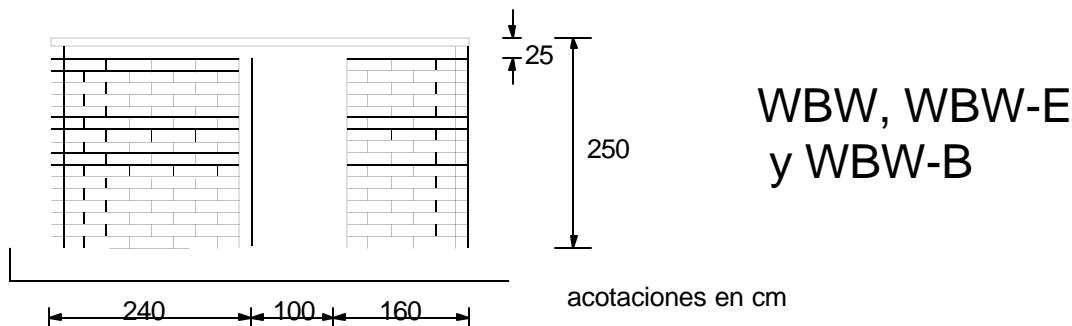


Figura 1.9 Dimensiones de los especímenes de la fase dos

El segundo espécimen probado, WBW-B, fue reforzado con dos alambres corrugados de alta resistencia colocados a cada tres hiladas de tabique. El diámetro nominal de los alambres fue de 5/32 pulg (3.97 mm). La cuantía de acero horizontal fue igual a 0.00094, la cual fue superior al valor mínimo señalado en las NTC. Al igual que en el modelo anterior, los alambres horizontales se anclaron alrededor del refuerzo longitudinal de los castillos con ganchos a 180° . El esfuerzo nominal de fluencia para los alambres corrugados fue de 6000 kg/cm^2 ($p_h = 0.094 \%$, $p_h f_y = 5.66 \text{ kg/cm}^2$).

En la figura 1.10 se muestran los lazos histeréticos fuerza cortante - distorsión y los patrones de agrietamiento final para WBW-E y WBW-B.

El agrietamiento del espécimen WBW-E fue similar al del espécimen WBW. Las grietas inclinadas se extendieron a lo largo de las diagonales de los tableros. El patrón de agrietamiento no fue alterado sustancialmente por la presencia de la escalerilla. Se observaron grietas horizontales en la base de los muros y castillos. Para distorsiones elevadas, los castillos exhibieron grietas horizontales en toda la altura. Esto se atribuye a la expansión de los muros en su plano. Después de la fractura de la primera escalerilla se fracturaron las demás en una reacción en cadena. Esto originó que las grietas principales en forma de X se propagaran hacia los castillos. En etapas avanzadas de la prueba dominaron las deformaciones por corte.

El modelo WBW-B mostró un mayor agrietamiento por flexión en los castillos y en la base de los tableros. El agrietamiento inclinado estuvo bien distribuido en los muros. Al finalizar la prueba, para una distorsión de 0.7%, los alambres se fracturaron en una reacción en cadena, lo que aceleró la penetración de las grietas inclinadas en los castillos.

Las conclusiones más sobresalientes fueron (Alcocer, 1994b; Díaz, 1995):

- El uso de la escalerilla como refuerzo horizontal no modificó el modo de falla; las deformaciones al corte gobernaron la respuesta de la estructura.
- El refuerzo horizontal con alambres corrugados de alta resistencia logró una distribución más uniforme del daño en los tableros de mampostería. La resistencia fue 69% superior a la del modelo sin refuerzo horizontal.
- Aunque la resistencia del modelo con alambres corrugados aumentó con respecto a la estructura de control sin refuerzo, la capacidad de deformación no se incrementó. Por tanto, este tipo de refuerzo puede usarse si la distorsión máxima a la que estará sujeta la estructura no es mayor de 0.005.
- La cantidad y tipo de refuerzo horizontal no afectaron la rigidez inicial de los modelos. La tendencia en la degradación de rigidez fue similar para todos los modelos.

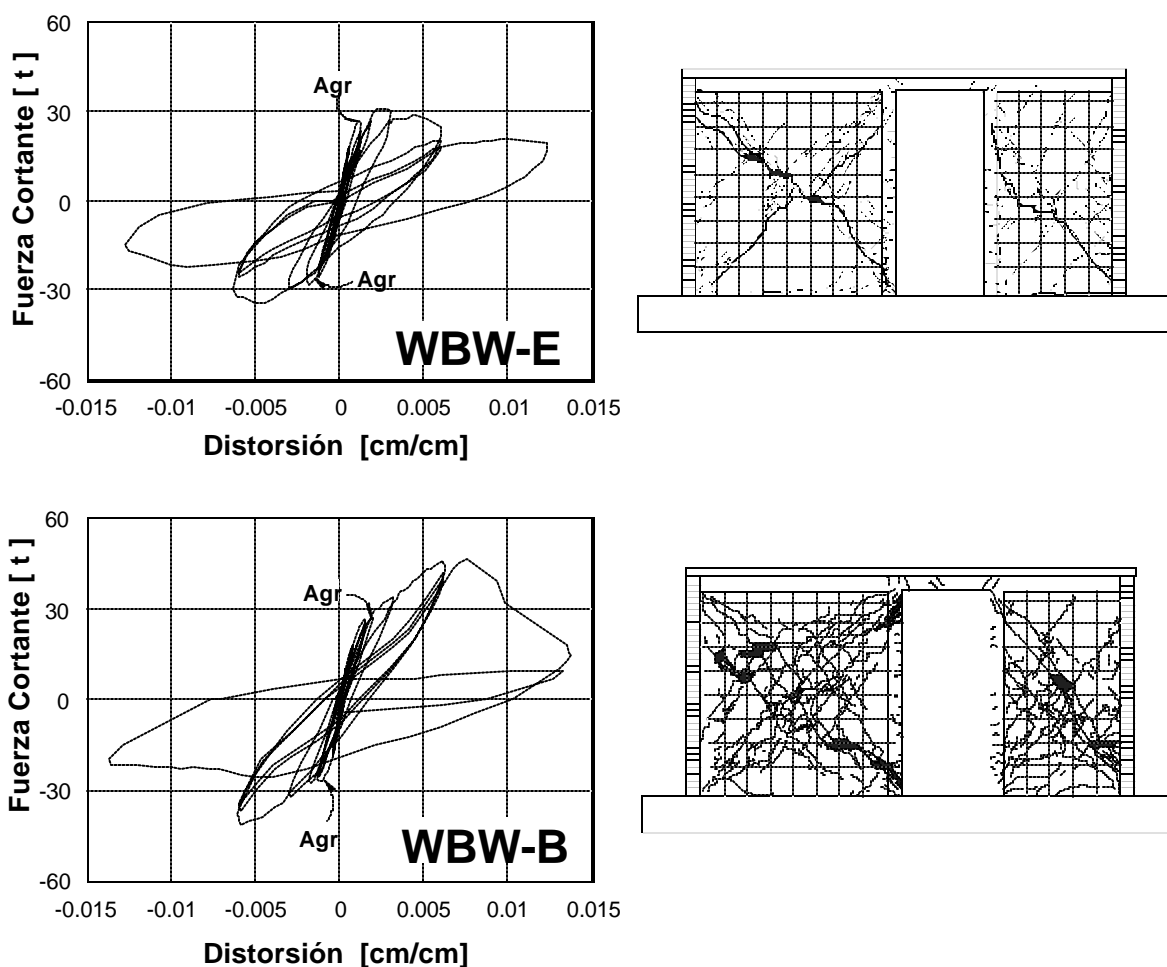


Figura 1.10 Curvas de histéresis y patrones de agrietamiento final de la segunda fase

1.3.6 Fase Tres: Ensaye de una Estructura Tridimensional de Mampostería Confinada

En la tercera fase se ensayó una estructura tridimensional de dos niveles a escala natural, modelo 3D. Cada nivel estaba formado por dos sistemas paralelos de muros idénticos en geometría al modelo WBW de la primera fase, separados 2.5 m. Para reducir los efectos de posibles torsiones durante la prueba, se construyeron muros cabeceros normales a la dirección de carga. Las dimensiones del espécimen se presentan en la figura 1.11.

Los objetivos de esta fase fueron (Alcocer, 1993b): 1) avanzar en México en el conocimiento y desarrollo de ensayos de laboratorio de estructuras de varios grados de libertad; 2) estudiar el efecto de la construcción tridimensional (muros ortogonales y sistemas de piso) en el comportamiento de sistemas de muros de mampostería confinada; 3) evaluar la importancia de las deformaciones a flexión en el comportamiento para estudiar algunas de las hipótesis comúnmente empleadas en el análisis y diseño de este tipo de estructuras; y 4) identificar la factibilidad de extrapolar los resultados obtenidos en ensayos de componentes para explicar el comportamiento de estructuras completas.

La prueba se realizó aplicando cargas laterales cíclicas alternas manteniendo una distribución triangular invertida en la altura de la estructura.

Durante la prueba, el daño se concentró en el primer nivel y estuvo dominado por el agrietamiento inclinado de la mampostería. En la etapa final del ensaye las grietas principales, en forma de X, penetraron en los castillos. El sistema de piso, formado por losas de concreto coladas en sitio y dalas, presentó agrietamientos, pero el acero de refuerzo se mantuvo en el intervalo elástico.

De las conclusiones desarrolladas, las más sobresalientes son:

- La resistencia de la estructura fue satisfactoria comparándola con la calculada según el RDF.
- El comportamiento estuvo regido por deformaciones al corte y por agrietamientos de tensión diagonal en la mampostería. Los lazos histeréticos fueron simétricos y estables.
- La respuesta de una estructura como el modelo 3D, con falla por corte, puede ser extrapolada de ensayos de componentes de un nivel.

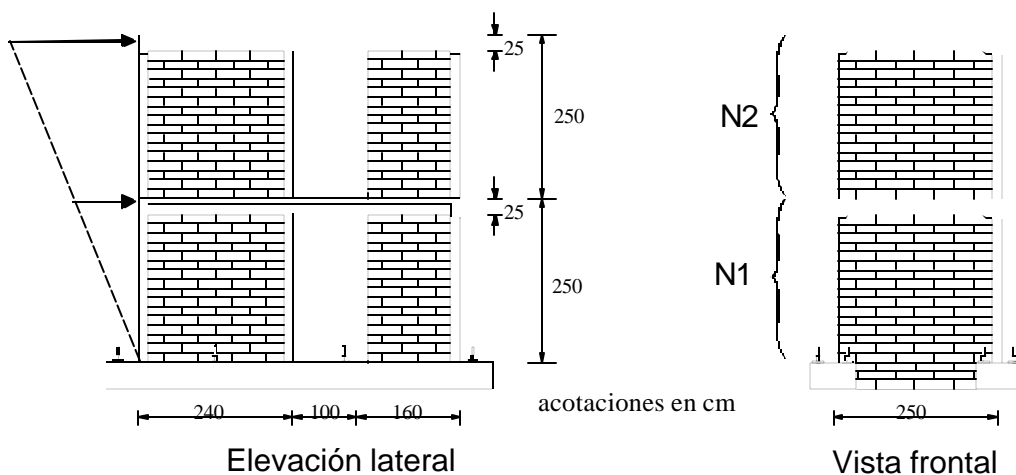


Figura 1.11 Geometría del modelo 3D (fase tres)

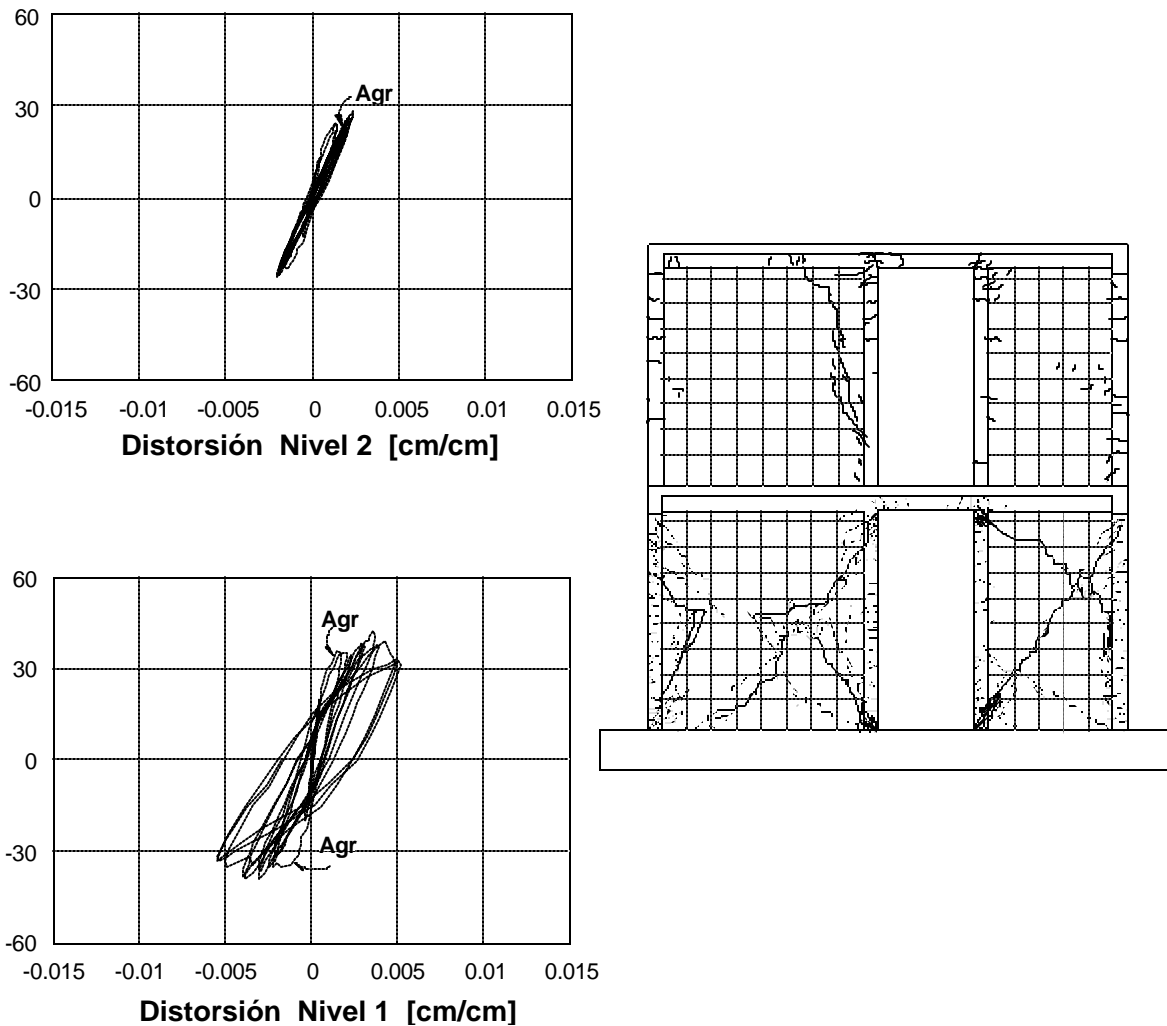


Figura 1.12 Curvas histeréticas y patrón de agrietamiento final del modelo 3D

1.3.7 Fase Cuatro: Reparación de la Estructura Tridimensional de Mampostería Confinada

En esta etapa del programa experimental se pretendió evaluar la eficiencia de una técnica de reparación de estructuras de mampostería aprovechando para ello el modelo 3D de la etapa anterior (ahora 3D-R). La técnica usada fue la colocación de malla de alambre recubierta con aplanado de mortero de cemento.

Previamente, se reconstruyeron los extremos de los castillos de las aberturas en forma de puerta de los muros del primer nivel, ya que sufrieron un agrietamiento inclinado severo y desconchamiento del concreto en la prueba del modelo 3D. Para este efecto, se demolieron los 40 cm extremos de los castillos que flanqueaban la puerta y se volvió a colar el concreto. Se abrieron con cincel las grietas principales a fin de poder repararlas rellenándolas con pedazos de tabique y mortero (rajuleo). Después se colocó la malla de alambre

electrosoldado de 15 cm de paso con alambre del calibre 10 (diámetro igual a 3.43 mm) anclándola al muro con clavos y usando corcholatas para calzar la malla. Finalmente se colocó un aplanado de mortero 1:4 con espesor de 2.5 cm de un solo lado de cada muro del primer nivel. Una de las variables de estudio fue la cuantía de conectores (clavos). En el lado sur se colocaron seis conectores por metro cuadrado y nueve en el norte.

Durante la prueba se presentaron, en los primeros ciclos, agrietamientos horizontales por flexión en los castillos e incremento en la longitud de las grietas que se formaron por contracción por fraguado. Posteriormente, aparecieron grietas inclinadas coincidentes con las grietas reparadas del muro; hasta este momento, según los deformímetros, comenzó a trabajar en forma importante la malla. En general, se tuvo un trabajo apreciable a flexión llegando incluso a la fluencia del acero vertical en los castillos. Hacia el final de la prueba se presentó una buena distribución del agrietamiento, continuando hasta los últimos ciclos en donde la separación del mortero del muro y su agrietamiento por cortante provocaron el rápido deterioro del comportamiento.

Entre los resultados de este estudio destacan que (Ruiz, 1994):

- La estructura reparada tuvo una respuesta satisfactoria.
- El modelo reparado sobrepasó en 64 % la resistencia de la estructura original. La malla electrosoldada de acero recubierta con mortero de cemento incrementó la capacidad de deformación de la estructura. Mientras que en el espécimen 3D se llegó hasta una distorsión de 0.005, después de la reparación se sobrepasó 0.01.
- Después de la reparación se logró recuperar 2/3 de la rigidez inicial de la estructura original.
- Los paneles con mayor número de conectores mostraron un agrietamiento más uniformemente distribuido.

Así pues, la reparación con esta técnica es relativamente sencilla y económica y permite obtener buen desempeño. Sin embargo, es importante revisar la influencia que tendrá la reparación en el comportamiento general de la estructura ya que si se sobrerrefuerza una parte de edificio, se cambian las propiedades dinámicas de la estructura (como los períodos de vibración), además de cambiar el modo de falla. Así, por ejemplo, se puede presentar la falla de entrepiso en un nivel que antes no había sido dañado o daños por torsión si se refuerza en forma asimétrica en planta.

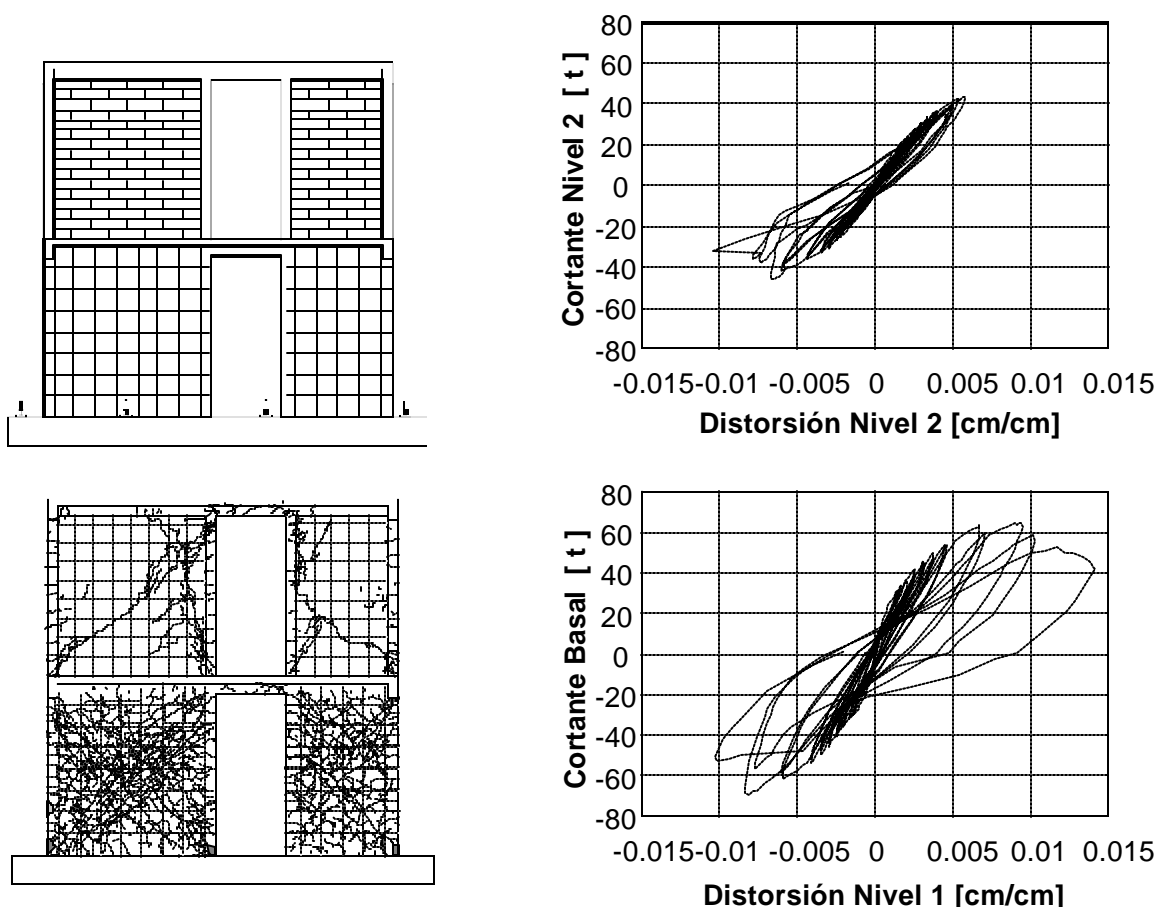


Figura 1.13 Curvas histeréticas y patrón de agrietamiento final del modelo 3D-R

1.3.8 Fase Cinco: Ensayo de Muros Aislados con Diferentes Cuantías de Refuerzo Horizontal

Esta fase se desarrolló para profundizar en el estudio de muros de mampostería confinada reforzados horizontalmente. Se tuvo como objeto estudiar la contribución del acero horizontal a la resistencia y a la capacidad de deformación de la mampostería, así como evaluar el efecto de distintas cuantías de acero transversal en los extremos de los castillos y la facilidad de construcción de las distintas soluciones estudiadas.

En esta fase se construyeron cuatro especímenes de dimensiones 2.5 x 2.5 m (fig. 1.14).

El primer modelo, M-3/8-Z6, se reforzó horizontalmente con una varilla de 3/8 pulg de diámetro (9.5 mm) con esfuerzo nominal de fluencia de 4200 kg/cm², a cada cuatro hiladas de tabique. Lo anterior nos da una cuantía de refuerzo horizontal $p_h = 0.2\%$, por lo que el producto de la cuantía de refuerzo por el esfuerzo de fluencia es $p_h f_y = 8.40$ kg/cm². El agrietamiento final y la respuesta histerética se muestran en la figura 1.15. Este espécimen presentó una buena distribución del agrietamiento hasta que se generó el mecanismo de falla debido a una combinación de flexión y de cortante en los castillos. La falla se presentó por deslizamiento en forma horizontal a lo largo de una hilada, y el desconchamiento de los castillos hasta dicha altura.

El modelo M-0-E6 fue el modelo de control, sin refuerzo horizontal. Su falla fue típica por tensión diagonal-cortante caracterizada por grietas inclinadas en forma de X. El mecanismo de colapso se formó al penetrar las grietas inclinadas en los extremos de los castillos.

En el espécimen M-5/32-E20 se colocaron dos alambres corrugados de 5/32" (3.97 mm) a cada cuatro hiladas. Se usó acero de alta resistencia estirado en frío con esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$ ($p_h = 0.071 \%$, $p_h f_y = 4.26 \text{ kg/cm}^2$). La cuantía del refuerzo horizontal fue superior a la mínima que señala el RDF (DDF, 1989) para poder incrementar la resistencia en un 25% sobre la nominal para muros sin refuerzo.

De modo similar al espécimen WBW-B de la fase dos, este modelo presentó un daño bien distribuido en el muro hasta el punto en que se fracturaron los alambres en una reacción en cadena abriéndose una grieta inclinada que penetró en los extremos de los castillos. Al dividir el muro en dos bloques triangulares, éstos se desplazaron como cuerpos rígidos (fig. 1.15).

El último espécimen de la fase, M-1/4-E6, fue reforzado horizontalmente con dos alambres corrugados de 1/4 pulg (6.3 mm), de alta resistencia estirados en frío con $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$ ($p_h = 0.180 \%$, $p_h f_y = 10.8 \text{ kg/cm}^2$). Este modelo presentó una gran capacidad de deformación, alcanzando distorsiones máximas de 1.7%. El modo de falla fue semejante al del modelo M-3/8-Z6 debido a compresión-cortante. Este tipo de fallas se deben a elevadas cuantías de refuerzo horizontal.

Entre las conclusiones se destaca (Aguilar, 1994):

- La presencia del refuerzo horizontal da lugar a un daño uniforme, y aumenta la capacidad de deformación y la resistencia ante cargas laterales.
- Los valores del cortante de agrietamiento y la distorsión a la que se presentan fueron similares en todos los casos.
- Existe una relación directa entre la cuantía de acero horizontal y la distorsión a la que se presenta el cortante máximo.
- La rigidez inicial de los modelos no se modificó por la presencia de refuerzo horizontal.

Se puede agregar que la resistencia máxima no se modificó en forma importante al aumentar la cuantía de refuerzo horizontal a partir de un mínimo, pero sí cambió radicalmente la ductilidad de la estructura y el modo de falla. Siendo así, se podría recomendar el uso del porcentaje mínimo de refuerzo horizontal, según el reglamento (DDF, 1989), si sólo nos interesa incrementar la resistencia; pero si nos interesa proporcionar una mucho mayor ductilidad, se puede pensar en aumentar esta cuantía de acero.

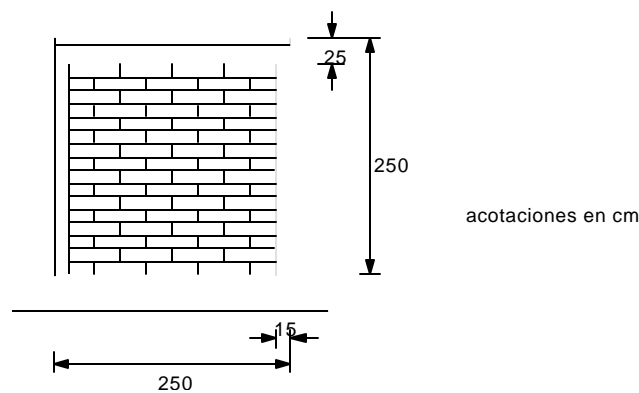


Figura 1.14 Dimensiones de los especímenes de la fase cinco.

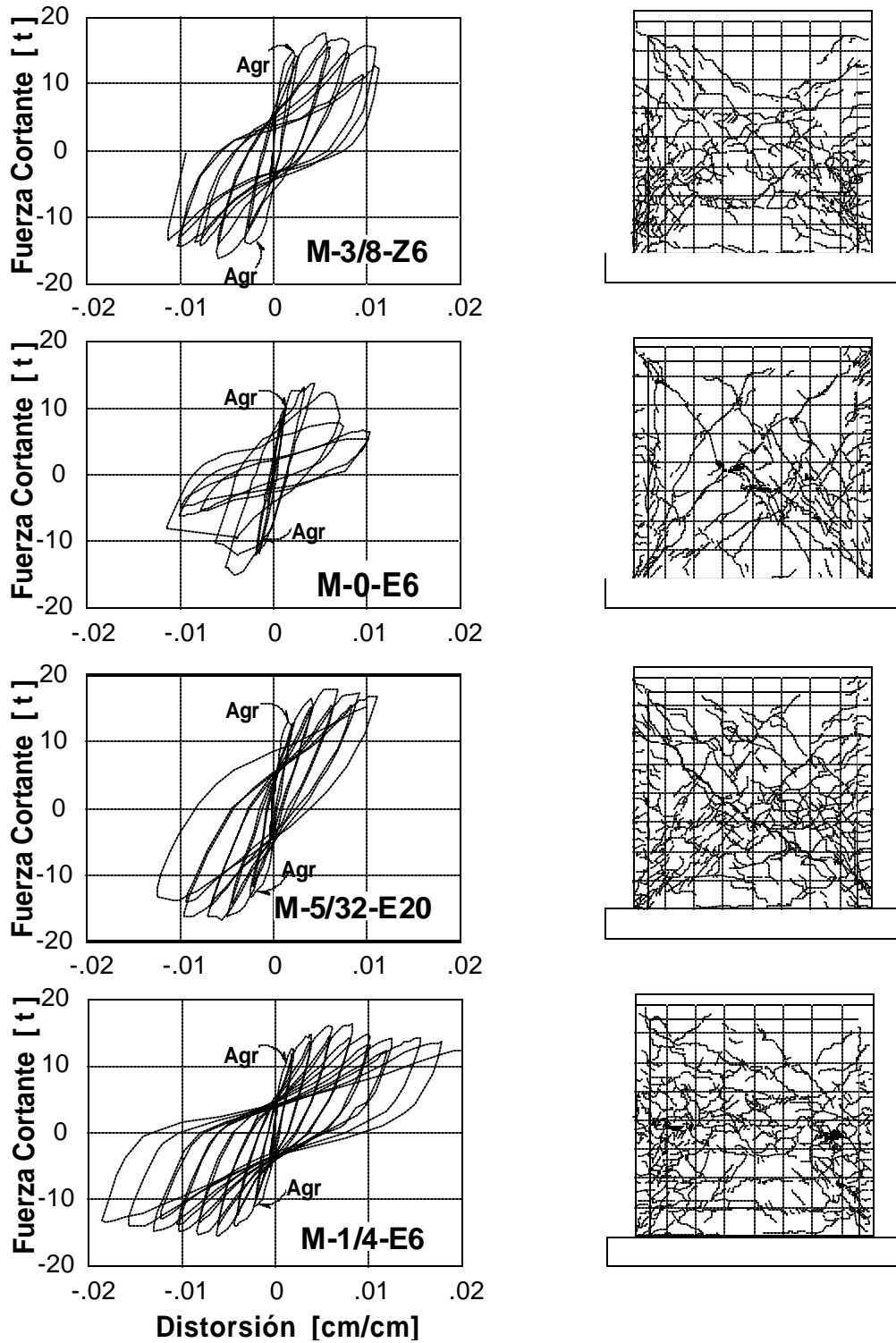


Figura 1.15 Patrones de agrietamiento y curvas de histéresis de los modelos de la fase cinco

1.3.9 Pruebas de Materiales

Para poder predecir la resistencia de las estructuras, así como sus deformaciones, es fundamental conocer las propiedades de los materiales de que están compuestas. En el caso de la mampostería confinada se tienen como materiales constructivos al concreto y al acero de refuerzo para los castillos y dalas, las piezas de mampostería o tabiques y el mortero para unir estas piezas. De especial interés para este trabajo es el conocer las propiedades de la mampostería. Por ello, cada fase del programa experimental se complementó con un programa de pruebas de materiales, mismo que incluyó:

- Pruebas de compresión de cilindros de concreto de 15 x 30 cm a los 28 días y el día del ensaye del modelo correspondiente. Algunos cilindros se instrumentaron para obtener la curva esfuerzo-deformación y, de ésta, el módulo de elasticidad del concreto.

- Se muestrearon cubos de mortero de 5 cm de arista para ser probados a compresión a los 28 días, obteniéndose así su resistencia f'_b .

- En el caso del acero se realizaron pruebas a tensión monótona, algunas instrumentadas, para obtener el esfuerzo de fluencia f_y y el esfuerzo último f_u . Además se registraron la deformación de fluencia y de endurecimiento por deformación, y el alargamiento.

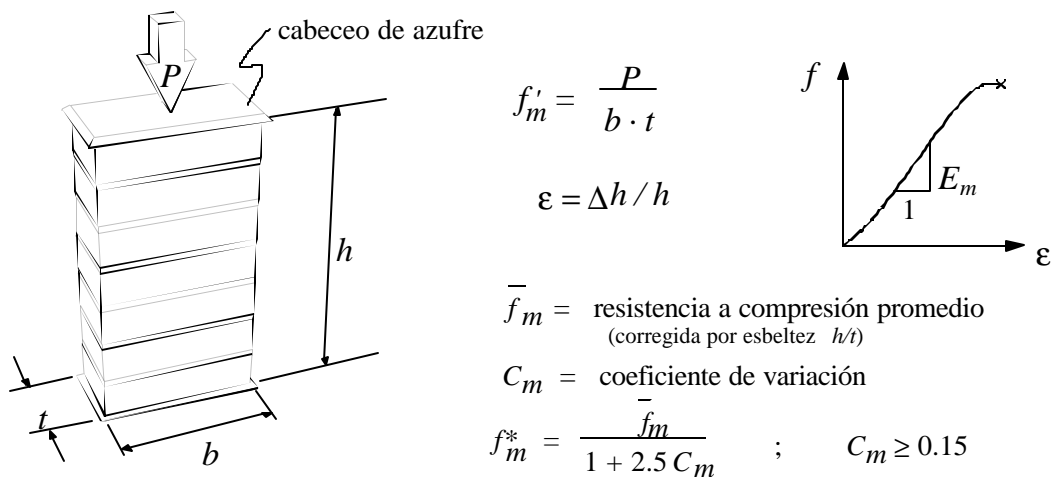
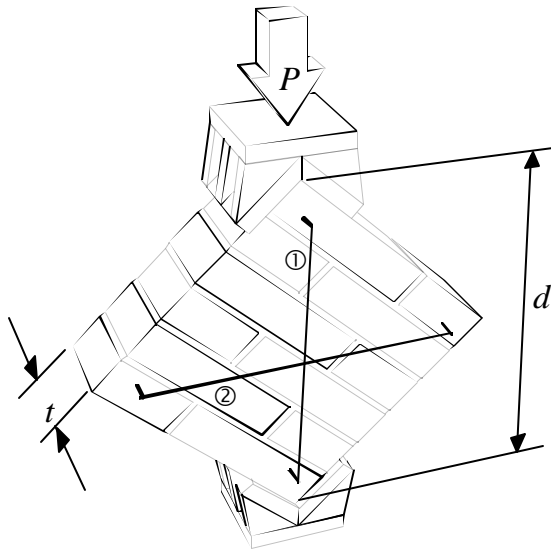


Figura 1.16 Pruebas de compresión en pilas de mampostería

- Para la mampostería se realizaron pruebas de compresión de pilas compuestas por 7 tabiques unidos con el mismo mortero usado en la construcción de los especímenes (fig. 1.16).

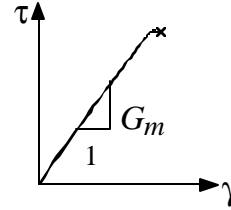
- Se realizaron pruebas de cortante en muertes de mampostería ensayados a compresión diagonal como se muestra en la figura 1.17

El resumen de los resultados se presenta en el siguiente capítulo.



$$\tau = \frac{P}{d \cdot t}$$

$$\gamma = |\epsilon_1| + |\epsilon_2|; \begin{cases} \epsilon_1 = \Delta L_{1\textcircled{1}}/L_{0\textcircled{1}} \\ \epsilon_2 = \Delta L_{2\textcircled{2}}/L_{0\textcircled{2}} \end{cases}$$



\bar{v} = cortante resistente promedio

C_v = coeficiente de variación

$$v^* = \frac{\bar{v}}{1 + 2.5 C_v} \quad ; \quad C_v \geq 0.2$$

Figura 1.17 Pruebas de cortante en muretes de mampostería

CAPÍTULO 2

DESARROLLO DE UN MODELO ANALÍTICO PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

2.1 INTRODUCCIÓN

Un modelo analítico es una representación matemática del comportamiento de un sistema estructural ante las solicitaciones que se le impongan. Este modelo deberá tomar en cuenta las características de la estructura de tal modo que al aplicársele un sistema de cargas en forma numérica, el modelo responda de manera análoga a la respuesta de la estructura real. La posibilidad de representar a un sistema real a través de un modelo analítico es de gran utilidad en la ingeniería estructural ya que se puede someter a una estructura, matemáticamente, a distintas acciones para fines de investigación o de diseño. Esta modelación evita realizar ensayos de laboratorio en una estructura real lo cual puede resultar costoso o técnicamente imposible. Se puede, además, someter a la estructura a todas las combinaciones y tipos de carga que se requiera para fines de diseño.

El objetivo de este capítulo es presentar el desarrollo de un modelo para el comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada ante cargas horizontales cíclicas. Mientras más complejo y detallado sea el modelo y más representativas sean las propiedades de los materiales usadas, se tendrá una mayor aproximación al fenómeno real. Sin embargo, debido a una serie de incertidumbres de los parámetros tomados para el análisis, el proceso constructivo, el uso real que reciba la estructura en su vida útil, y en especial en las propiedades de los materiales, puede no justificarse un análisis muy refinado si es que arroja resultados que, para fines prácticos, son similares al que se puede obtener con modelos más simples. Es por esto por lo que en este trabajo se desarrolla un modelo que, siendo lo más simplificado posible, represente el comportamiento general de los muros de mampostería confinada como elementos estructurales. Con este modelo se podrá hacer el análisis de estructuras completas sometidas a aceleraciones en su base representando sismos en distintas regiones.

2.2 CONSIDERACIONES

En este estudio, el modelo se restringe a muros de mampostería confinada a base de tabiques macizos de barro recocido hechos a mano. Aunque se podría esperar un comportamiento similar con otros materiales como tabiques o bloques de concreto, la restricción se da porque la mayor parte de los datos experimentales se ha obtenido de muros de mampostería de barro. Los especímenes que fueron ensayados y que sirvieron de base para el modelo cuentan con ciertas características comunes:

- La altura del muro que fue de 2.4 m más la losa (altura común en vivienda económica).
- Las relaciones de aspecto de los tableros fueron de 1 y 1.5. Se entiende como relación de aspecto al cociente que resulta de dividir la altura del muro entre su longitud. Estos resultados se pueden considerar como representativos de muros de edificaciones de mampostería y, a falta de mayor información, se supondrán válidos para muros largos.
- En todos los casos se mantuvo una carga vertical constante de aproximadamente 5 kg/cm², valor que se considera típico para muros de la planta baja de una construcción de cuatro o cinco niveles. Se justifica el uso del modelo en todos los entresijos de un edificio ya que, limitando a pocos niveles la estructura, el modelo analítico representaría el entresijo que más influye en el comportamiento del conjunto, es decir, el nivel de planta baja. En los niveles superiores el modelo se puede alejar un poco del comportamiento real de estos

muros pues tienen menor carga vertical. Sin embargo, sus solicitaciones son menores y no influyen en forma tan importante en la respuesta del edificio ante sismos severos. Este hecho ha sido constatado en misiones de evaluación de daño después de sismos. En estos eventos los daños se concentran en los muros de planta baja, mientras que los muros de pisos superiores no exhiben daño alguno de modo que permanecen en intervalo elástico de comportamiento.

- Otro aspecto a considerar es el comportamiento de muros con distinto acoplamiento a flexión. Para el análisis, la estructura a base de muros de carga se puede modelar como marco equivalente en el cual los dinteles de puertas y ventanas, junto con una parte de la losa, se pueden considerar como vigas, y los muros se representarían por columnas equivalentes (método de la columna ancha). Esto significa una mayor complejidad para realizar el análisis no lineal del marco con la incorporación del comportamiento no lineal de losa y dinteles debido a la plastificación, y en algunos casos la no uniformidad en distribución de muros entre niveles consecutivos.

Aunque al inicio de las solicitaciones, que podemos identificar dentro de la etapa elástica, el acoplamiento a flexión influye en la rigidez inicial, se ha visto que a niveles importantes de deformación domina el comportamiento por cortante en muros sin refuerzo interior. Se propone utilizar un solo modelo para los muros que esté en función de su resistencia y su rigidez inicial, pero sin tomar en cuenta la conexión a flexión por dinteles y losa. La justificación de esto se presenta en los ensayos realizados en la primera fase del programa experimental del CENAPRED (sección 1.3.4). En el apéndice A se presentan algunas consideraciones al respecto de la rigidez inicial en muros de mampostería confinada.

De la observación de los modos de falla y del comportamiento en general de los especímenes probados en el CENAPRED, éstos se pueden clasificar en grupos de características comunes y comportamiento similar, de modo tal que se obtengan modelos analíticos representativos de cada grupo. Clasificaremos los tipos de estructuración como mampostería confinada con y sin refuerzo horizontal.

La finalidad de este estudio es analizar estructuras del tipo de la vivienda económica, el cual se caracteriza por ser construcciones más o menos simétricas en planta, con distribución uniforme de muros en planta y elevación y, en general, con alta rigidez a las fuerzas horizontales. Es válido, entonces, hacer el análisis sísmico en cada dirección ortogonal despreciando la torsión de la planta.

Se considerará un diafragma rígido a nivel de losa que produce iguales desplazamientos horizontales a todos los muros del mismo entrepiso y que estos muros trabajan principalmente por cortante. Así tendremos, para el análisis sísmico, un modelo no lineal en donde cada entrepiso está representado por un resorte a corte de fuerza restitutzriz obtenida del modelo histerético propuesto (fig. 2.1).

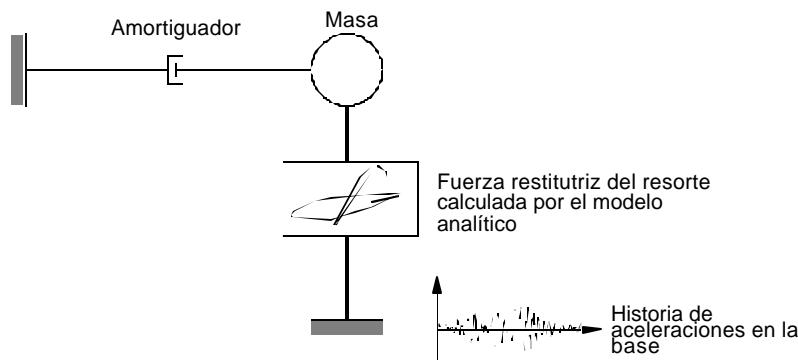


Figura 2.1 Modelo de un sistema no lineal de un grado de libertad

2.3 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO OBSERVADO EN LAS PRUEBAS

El modelo histerético se ajustará con los datos disponibles de ensayos de laboratorio por lo que, recíprocamente, debe representar con aproximación la respuesta de éstos mismos ensayos. Sin embargo hay que tener presente que aún en especímenes similares, que debieron tener el mismo comportamiento, existen algunas diferencias en sus respuestas. Por esto se pretende reproducir sólo el comportamiento histerético general observado. Se considera que un modelo simple del comportamiento histerético será suficiente para fines prácticos. En el siguiente capítulo se calibra el modelo y se evalúa su representatividad.

En los especímenes ensayados sin refuerzo horizontal se observa que en los primeros ciclos, con distorsiones inferiores a las que producen el primer agrietamiento inclinado, se presenta un comportamiento aproximadamente elástico-lineal. Aunque existen pequeñas deformaciones permanentes desde la aplicación de las primeras cargas, comparando con los niveles de deformación máxima que se aplicaron en los ensayos, se puede considerar un comportamiento inicial elástico-lineal (fig. 2.2 a). Tras el primer agrietamiento inclinado se comienza a degradar la rigidez. Posteriormente, se generalizan las grietas siguiendo la dirección de las diagonales de los tableros de mampostería.

Al extenderse el agrietamiento a todo lo largo de la diagonal, el elemento queda conformado por un par de cuñas triangulares de mampostería, confinadas aún por el marco de concreto (castillos y dalas). La resistencia ante la fuerza horizontal la proporcionan los castillos con fuerzas cortantes concentradas en sus extremos más la contribución de la mampostería por el efecto de la fricción y la trabazón entre las superficies de las grietas (fig. 2.2 b).

La resistencia máxima se tiene cuando las grietas penetran en los extremos de los castillos desintegrándose el concreto como se muestra esquemáticamente en la figura 2.2 c.

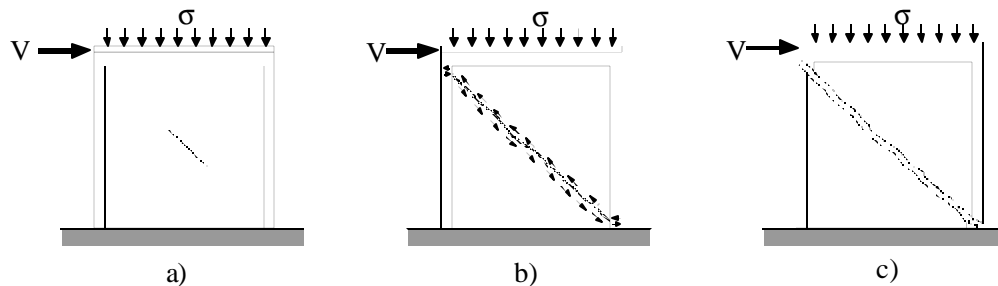


Figura 2.2 Patrón de daño ante fuerzas horizontales a distintos niveles de distorsión

En los especímenes con refuerzo horizontal se tiene el mismo comportamiento inicial que en los no reforzados hasta que se produce el agrietamiento inclinado (fig. 2.2 b). Es entonces cuando empieza a trabajar el refuerzo horizontal formándose un mecanismo de armadura similar al que se forma en las vigas al trabajar los estribos ante fuerza cortante. Si se tiene una cuantía de acero horizontal cercana a la mínima que señala el RDF (DDF, 1989), llegará el momento en que se presenta la fractura del refuerzo horizontal en una reacción en cadena, terminando por penetrar el agrietamiento en los castillos como en la figura 2.2 c. El efecto de usar refuerzo horizontal es aumentar la resistencia máxima del muro así como la capacidad de deformación en el rango inelástico; aunque no altera la rigidez inicial.

El intervalo entre la aparición del primer agrietamiento inclinado y la resistencia máxima del elemento se caracteriza por el aumento en el agrietamiento y la paulatina formación de grietas diagonales principales acompañado de una reducción en la rigidez lateral. No obstante, durante esta etapa, por lo general, se alcanzan resistencias mayores a la del primer agrietamiento inclinado.

Posterior a la resistencia máxima, la respuesta de la estructura se caracteriza por grandes desplazamientos asociados a degradaciones de rigidez y de resistencia. Eventualmente se alcanza una condición tal que es difícil mantener la carga vertical aplicada durante los ensayos, lo cual denota que la estructura se está volviendo inestable.

La forma típica de la envolvente de la respuesta histerética se muestra en la figura 2.3.

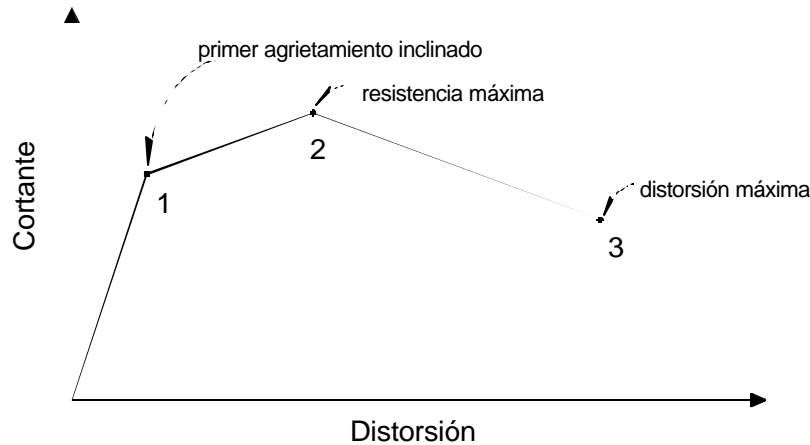


Figura 2.3 Envolvente para el modelo histerético

Entre el inicio del ensaye y el punto 1 de la figura 2.3, se puede considerar que la estructura se mantiene dentro del intervalo de comportamiento elástico-lineal. En este tramo se presenta la rigidez inicial que depende de la geometría del elemento y de la rigidez de los materiales y se limita por la carga de agrietamiento que depende de la resistencia a cortante de la mampostería. Entre los puntos 1 y 2 aparece, crece y se generaliza el agrietamiento inclinado en la mampostería. En este tramo se aprecia una reserva de capacidad y una disminución en la rigidez debido a la paulatina distribución y crecimiento del agrietamiento. En el caso de los muros con refuerzo horizontal es en esta etapa en donde comienza a trabajar el refuerzo impidiendo que se abran las grietas y provocando así una mejor distribución del daño; por lo anterior el punto 2 se alcanza a mayor distorsión y con mayor cortante. Por último, del punto 2 al 3 el comportamiento está dictado por la penetración de las grietas en los castillos y la paulatina desintegración del concreto. En esta etapa es importante el trabajo del acero transversal y longitudinal en los extremos de los castillos.

La envolvente de respuesta nos puede representar el comportamiento ante carga horizontal monótonamente creciente, o limitar los rizados de la curva histerética ante cargas horizontales cíclicas.

Sin embargo, para representar la respuesta cíclica también se debe definir el comportamiento intermedio en los ciclos de carga y descarga. Este comportamiento se puede predecir al observar la forma de las curvas de histéresis en los modelos revisados en el capítulo 1. Al aplicar la carga ciclo a ciclo, la rama ascendente de cada rizo histerético presenta una trayectoria ligeramente recta de la cual se puede identificar su rigidez. Esta rama, al crecer, se curva para continuar sobre la trayectoria identificada como la envolvente (fig. 2.4).

La rama de descarga presenta una ligera concavidad hacia arriba en los ciclos positivos y hacia abajo en los negativos. Se puede, de modo simple, suponer una descarga lineal y analizar la historia de degradaciones de la rigidez de dicha rama descendente.

Otra característica de la respuesta histerética de estos modelos es que al realizarse dos o tres repeticiones de los ciclos a las mismas deformaciones máximas éstos se estabilizan lo cual significa que ciclo con ciclo se presenta un rizo similar, sin degradarse más la rigidez y con la misma área dentro de la curva.

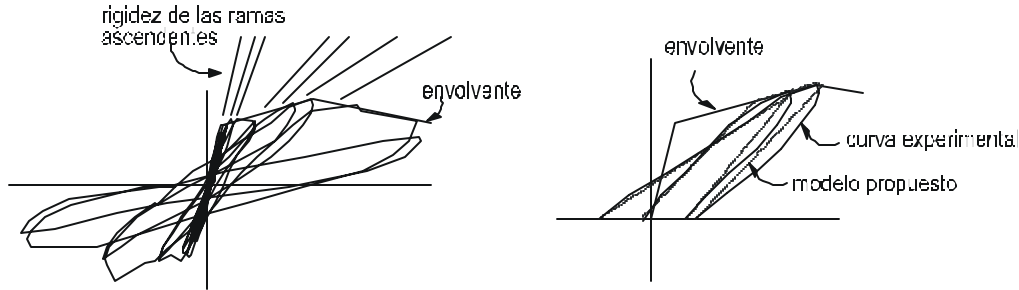


Figura 2.4 Criterio para Construir las Ramas Ascendentes y Descendentes en una Curva Histerética.

Con base en lo anterior, se modeló el comportamiento de estas estructuras proponiendo una envolvente a la curva de histéresis y proporcionando leyes para la degradación de la rigidez de las ramas de carga y descarga a lo largo de la prueba.

2.4 RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN

Con base en la observación de las curvas histeréticas, se propone ajustar el modelo analítico en función de una serie de datos fundamentales de las pruebas que se tienen registradas. En este inciso se incluyen tablas con los resultados de las pruebas de materiales usados en cada espécimen, así como los valores de las fuerzas resistidas en los ensayos de los especímenes y su deformación asociada.

2.4.1 Propiedades de los Materiales

En la tabla 2.1 se presenta el resumen de las propiedades de los materiales para los diversos especímenes ensayados. El número principal en cada celda representa el resultado experimental de las pruebas realizadas en los materiales. De esta forma se presentan los promedios de los resultados obtenidos en pruebas de compresión en cilindros de concreto y de tensión en acero de refuerzo. El número pequeño entre paréntesis representa las propiedades de diseño de los materiales. Para el concreto, el número entre paréntesis señala la resistencia para la cual fue diseñado. En el caso del mortero, la resistencia teórica entre paréntesis corresponde a la indicada por el RDF (DDF, 1989) para mortero tipo I. Para el acero, se presentan los esfuerzos nominales de fluencia y último.

En el caso de la mampostería, \bar{f}_m representa el promedio de los valores obtenidos en pruebas a compresión en pilas, f_m^* es el valor de diseño de resistencia a compresión, v^* es el valor de diseño del esfuerzo resistente a cortante (DDF, 1989); los dos últimos involucran los coeficientes de variación de los ensayos. Los valores teóricos entre paréntesis son los que señala el RDF para este tipo de tabique.

Los módulos de elasticidad de la mampostería a compresión (E_m) y a cortante (G_m) se determinaron de pruebas de laboratorio y los valores teóricos se calcularon como se indica en las NTC del RDF. El tipo de prueba y la definición de los anteriores parámetros se presentó en el inciso 1.3.9.

Tabla 2.1 Propiedades de los materiales, en kg/cm²

Especimen	Concreto f_c'		Mortero	Acero						Mampostería				
	castillos	losa	f_b	Alambrón		Varilla		Horizontal		\bar{f}_m	f_m^*	v^*	E_m	G_m
				f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u					
W-W	275 (210)	490 (210)	190 (125)	2810 (2100)	4890	4465 (4200)	7180			48	41 (19)	6.7 (3.5)	24600 (11400)	9100 (3420)
WBW	165 (210)	365 (210)	150 (125)	2810 (2100)	4890	4465 (4200)	7180			53	41 (19)	6.7 (3.5)	24600 (11400)	9100 (3420)
WWW	135 (210)	360 (210)	140 (125)	2810 (2100)	4890	4465 (4200)	7180			53	41 (19)	6.7 (3.5)	24600 (11400)	9100 (3420)
WBW-E	220 (210)	285 (210)	90 (125)	2810 (2100)	4890	4455 (4200)	7180	6105 (5000)	6675 (5700)	68	60 (23)	4.3 (3.5)	36000 (13650)	6805 (4095)
WBW-B	220 (210)	240 (210)	90 (125)	2810 (2100)	4890	4455 (4200)	7180	6980 (6000)	7250 (7000)	45	44 (23)	5.0 (3.5)	26400 (13650)	9223 (4095)
3D	216 (210)	339 (210)	135 (125)	2710 (2100)	4860	4575 (4200)	7330			54	38 (19)	3.4 (3.5)	15241 (11400)	9290 (3420)
3D-R	216 (210)	339 (210)	120 (125)	2710 (2100)	4860	4575 (4200)	7330	6056 (5000)	6911 (5700)	54	38 (19)	3.4 (3.5)	15241 (11400)	9290 (3420)
M-3/8-Z6	273 (210)	270 (210)	133 (125)	2370 (2100)	4545	4545 (4200)	7440	4560 (4200)	6920	49	35 (23)	3.8 (3.5)	10700 (13650)	5600 (4095)
M-0-E6	280 (210)	274 (210)	80 (125)	2370 (2100)	4545	4545 (4200)	7440			37	26 (19)	2.6 (3.5)	7420 (11400)	4850 (3420)
M-5/32-E20	230 (210)	237 (210)	65 (125)	2370 (2100)	4545	4545 (4200)	7440	6925 (6000)	8220 (7000)	31	20 (23)	2.5 (3.5)	4340 (13650)	2900 (4095)
M-1/4-E6	243 (210)	244 (210)	61 (125)	2370 (2100)	4545	4545 (4200)	7440	6370 (6000)	8220 (7000)	38	24 (23)	2.5 (3.5)	6680 (13650)	3850 (4095)

2.4.2 Resistencia y Rigidez Lateral de los Muros

El desarrollo del modelo matemático se basará en la información proveniente de los ensayos de especímenes con los que se cuenta. En general, los resultados de los muros probados en cada etapa son comparables entre sí, pero no entre una etapa y otra. La principal diferencia es que algunos especímenes tienen distinta geometría y, en particular, distinta área transversal, lo que representa distintas fuerzas cortantes resistentes. También hay ligeras variaciones en las propiedades de los materiales, especialmente en las de la mampostería (ver tabla 2.1).

Para poder comparar todos los especímenes, y que los resultados puedan ser fácilmente utilizables, se hace necesario normalizar la información.

Las fuerzas cortantes se normalizarán, es decir, se harán adimensionales empleando la fuerza cortante resistente calculada con la expresión del RDF (DDF, 1989). Hacer uso de esta expresión tiene la ventaja de que se toma en cuenta la geometría y las propiedades de los materiales; además de la conveniencia del uso de una expresión que se emplea para fines de diseño. La expresión es

$$Vu_{RDF} = F_R (0.5 v^* + 0.3 \sigma) A_T \leq F_R 1.5 v^* A_T \quad (2.1)$$

en donde F_R es el factor de reducción de resistencia; v^* es el esfuerzo cortante resistente de diseño; σ el esfuerzo vertical actuante sobre el muro y A_T el área de la sección transversal del muro.

El factor F_R toma en cuenta conceptos como la variabilidad de las propiedades de los materiales y de las dimensiones reales del elemento, la precisión de la ecuación, el tipo de falla y la importancia del elemento. Sin embargo, en los ensayos de laboratorio se conoce con buena precisión las propiedades de los materiales y las dimensiones del elemento; se cuenta con los valores reales de resistencia; y no tiene sentido hablar de la importancia de la falla del elemento ya que se trata de un espécimen de prueba. Por estas razones se tomó $F_R = 1.0$. El esfuerzo vertical en todos los ensayos fue de $\sigma = 5 \text{ kg/cm}^2$. El área transversal del muro incluye a los castillos. Si se supone que todos los muros de un entepiso tienen la misma deformación a nivel de losa y que trabajan esencialmente por cortante, la distribución de fuerzas estará en función de las rigideces relativas de los muros y, ya que en los muros cortos influyen las deformaciones por flexión, se corrige el área de éstos con la fórmula

$$A_T = L \cdot t \left(1.33 \frac{L}{H} \right)^2 \leq L \cdot t \quad (2.2)$$

Así, con base en fórmulas de la mecánica de materiales, se calculará la rigidez R como:

$$R = \left(\frac{H^3}{\beta EI} + \frac{H}{AG} \right)^{-1}; \quad \text{donde } 3 \leq \beta \leq 12 \quad (2.3)$$

En el apéndice A se presentan las consideraciones que se tomaron con respecto a la rigidez teórica de los muros. En la tabla 2.2 se muestra un resumen con los valores teóricos y experimentales de la rigidez de los especímenes probados.

Tabla 2.2 Rigideces teóricas y experimentales de los modelos, en t/cm

Espécimen	R_{vol}	R_{simpl}	$R_{col.anch.}$	$R^{(+)}$	$R^{(-)}$	R_{prom}
W-W	107.4	107.4	107.8	110.8	129.9	120.4
WBW	107.4	158.6	152.5	150.8	132.7	141.7
WWW	107.4	175.7	283.4	172.4	140.7	156.6
WBW-E	101.7	146.8	141.7	147.9	135.3	141.6
WBW-B	107.7	159.2	153.1	99.4	180.0	139.7
3D	215.8	319.0	318.3	185.5	160.1	172.8
3D-R	---	---	---	116.5	93.5	105.0
M-3/8-Z6	67.4	67.4	67.4	66.5	63.3	64.9
M-0-E6	65.4	65.4	65.4	48.1	42.4	45.3
M-5/32-E20	59.3	59.3	59.3	46.9	84.0	65.4
M-1/4-E6	62.4	62.4	62.4	53.6	38.8	46.2

En la tabla anterior:

- R_{vol} es la rigidez calculada como si los paneles fueran muros en voladizo;
- R_{simpl} es la rigidez calculada con las fórmulas simplificadas propuestas en el apéndice A;
- $R_{col. anch.}$ es la rigidez calculada modelando al muro como columna ancha;
- $R^{(+)}$ es la rigidez inicial en el semiciclo positivo (hasta el punto donde cambia apreciablemente la rigidez);
- $R^{(-)}$ es la rigidez inicial en el semiciclo negativo (hasta el punto donde cambia apreciablemente la rigidez); y
- R_{prom} es la rigidez promedio de los ciclos positivo y negativo.

2.4.3 Datos de los Ensayes de Muros

En la tabla 2.3 se resume la información sobresaliente de los especímenes ensayados en el CENAPRED; se incluyen los valores de la resistencia y rigidez teóricas calculados según el inciso anterior. V_{URDF} es la fuerza cortante resistente calculada con la ecuación 2.1. La distorsión teórica se calcula para el esfuerzo cortante resistente teórico y la rigidez teórica haciendo uso de la ecuación 2.4. La rigidez teórica R se obtiene con el criterio simplificado discutido en el inciso anterior. Los valores de rigidez experimental, cortante de agrietamiento (V_{Agr}), y cortante máximo ($V_{máx}$) se obtuvieron de las pruebas de laboratorio y se incluye entre paréntesis la distorsión a la cual se presentaron.

2.4.4 Gráficas Normalizadas de Envoltentes y Degradación de Rigidez

Los datos de las rigideces de las ramas ascendentes y descendentes de los rizados de histéresis (ver definición en figura 2.4) se presentan normalizados en la figura 2.5 graficados contra la distorsión máxima alcanzada en el semiciclo inmediato anterior.

Tabla 2.3 Rigidez y fuerzas cortantes resistentes de los especímenes

Espécimen	$V_{U_{RDF}}$ [t]	Distorsión teórica	Rigidez teórica [t/cm]	$Rig^{(+)}$ $Rig^{(-)}$	$V_{Agr}^{(+)}$ [t] (distorsión)	$V_{Agr}^{(-)}$ [t] (distorsión)	$V_{máx}^{(+)}$ [t] (distorsión)	$V_{máx}^{(-)}$ [t] (distorsión)
W-W	21.75	0.00083	107.4	110.83 129.87	19.95 (0.00074)	20.10 (0.00081)	28.70 (0.00603)	30.55 (0.00540)
WBW	21.75	0.00056	158.6	150.76 132.67	25.10 (0.00120)	25.10 (0.00120)	27.70 (0.00601)	25.45 (0.00153)
WWW	21.75	0.00051	175.7	172.40 140.70	21.60 (0.00071)	18.15 (0.00053)	25.90 (0.00162)	28.45 (0.00031)
WBW-E	20.62	0.00057	146.8	147.93 135.27	27.00 (0.00108)	25.65 (0.00141)	31.25 (0.00221)	34.20 (0.00500)
WBW-B	22.50	0.00058	159.2	99.44 180.00	27.35 (0.00190)	26.55 (0.00099)	46.75 (0.00753)	41.10 (0.00588)
3D	28.79	0.00037	319.0	185.50 160.10	34.40 (0.00127)	31.49 (0.00080)	42.20 (0.00357)	38.94 (0.00307)
3D-R				116.52 93.54			64.39 (0.00901)	68.97 (0.00806)
M-3/8-Z6	13.23	0.00080	67.4	68.5 63.30	15.00 (0.00221)	13.55 (0.00185)	17.75 (0.00565)	16.20 (0.00581)
M-0-E6	8.72	0.00054	65.4	48.10 42.40	10.00 (0.00134)	9.65 (0.00100)	13.65 (0.00455)	15.00 (0.00415)
M-5/32-E20	10.70	0.00074	59.3	46.90 84.00	13.00 (0.00168)	12.45 (0.00167)	17.80 (0.00606)	17.00 (0.00544)
M-1/4-E6	10.70	0.00070	62.4	53.60 38.80	10.50 (0.00118)	10.35 (0.00163)	16.20 (0.00827)	15.65 (0.00598)

La normalización de los datos de la fig. 2.4 se hizo dividiendo las rigideces entre la rigidez inicial teórica. En estas gráficas se aprecia la poca dispersión de los datos para los primeros ciclos.

En la figura 2.6 se presentan las curvas envolventes normalizadas de los ciclos positivos y negativos de los ensayos cíclicos de los especímenes, indicándose el primer agrietamiento inclinado registrado (Agr).

En la figura 2.7 se superponen las envolventes normalizadas de los especímenes sin refuerzo. Se observa la dificultad de que la envolvente que se proponga represente a todos los especímenes. La variación de las envolventes se presenta aún entre las envolventes positiva y negativa de un mismo espécimen y es especialmente notoria en la etapa posterior al primer agrietamiento inclinado. Esta puede tener varias causas como la dispersión en las propiedades de la mampostería de piezas artesanales aún para un mismo lote; diferencias en la construcción como en el caso de la resistencia del mortero que varía a lo largo de la construcción de un muro pues se le va agregando agua; o inclusive diferencias en el ensayo en donde ante agrietamientos repentinos es difícil de controlar los gatos hidráulicos pudiendo causarse un daño ligeramente distinto de una prueba a otra. En general, la causa más importante es la primera señalada. Por todo esto debemos aceptar la variabilidad del fenómeno dentro de un cierto rango aún en pruebas cuidadosas de laboratorio, para proponer modelos que representen aceptablemente a este tipo de estructuras.

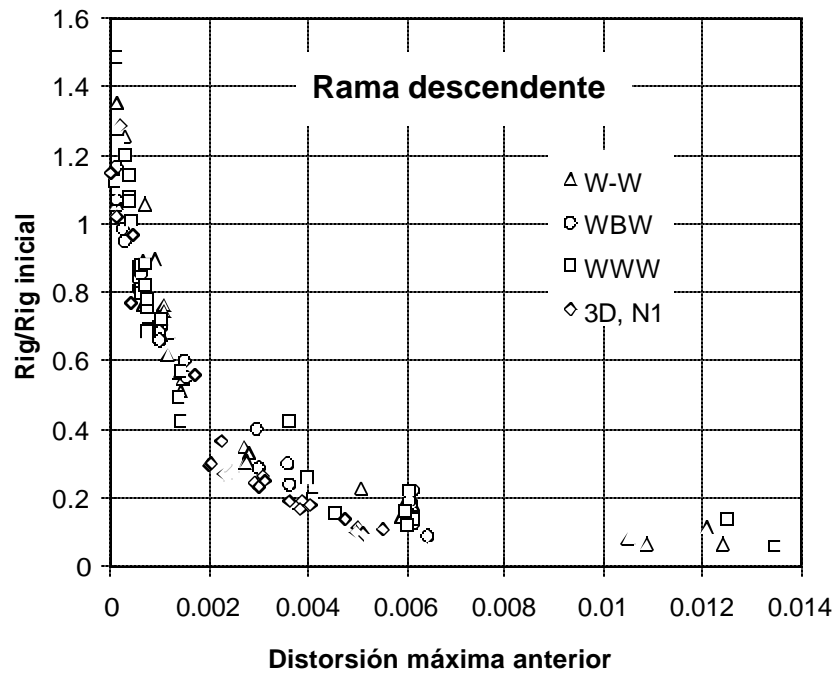
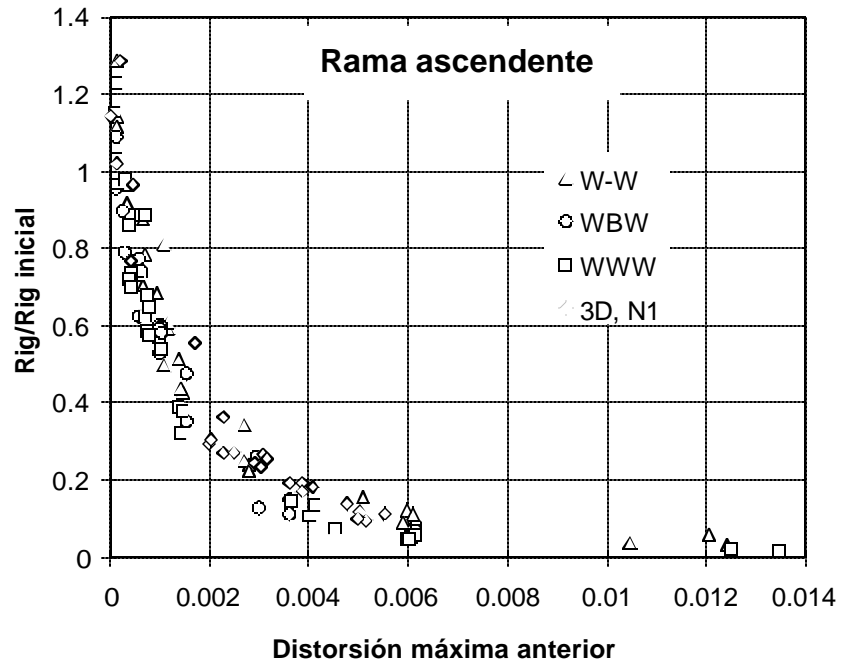


Figura 2.5 Degradación de la rigidez de las ramas ascendentes y descendentes de los ciclos histeréticos

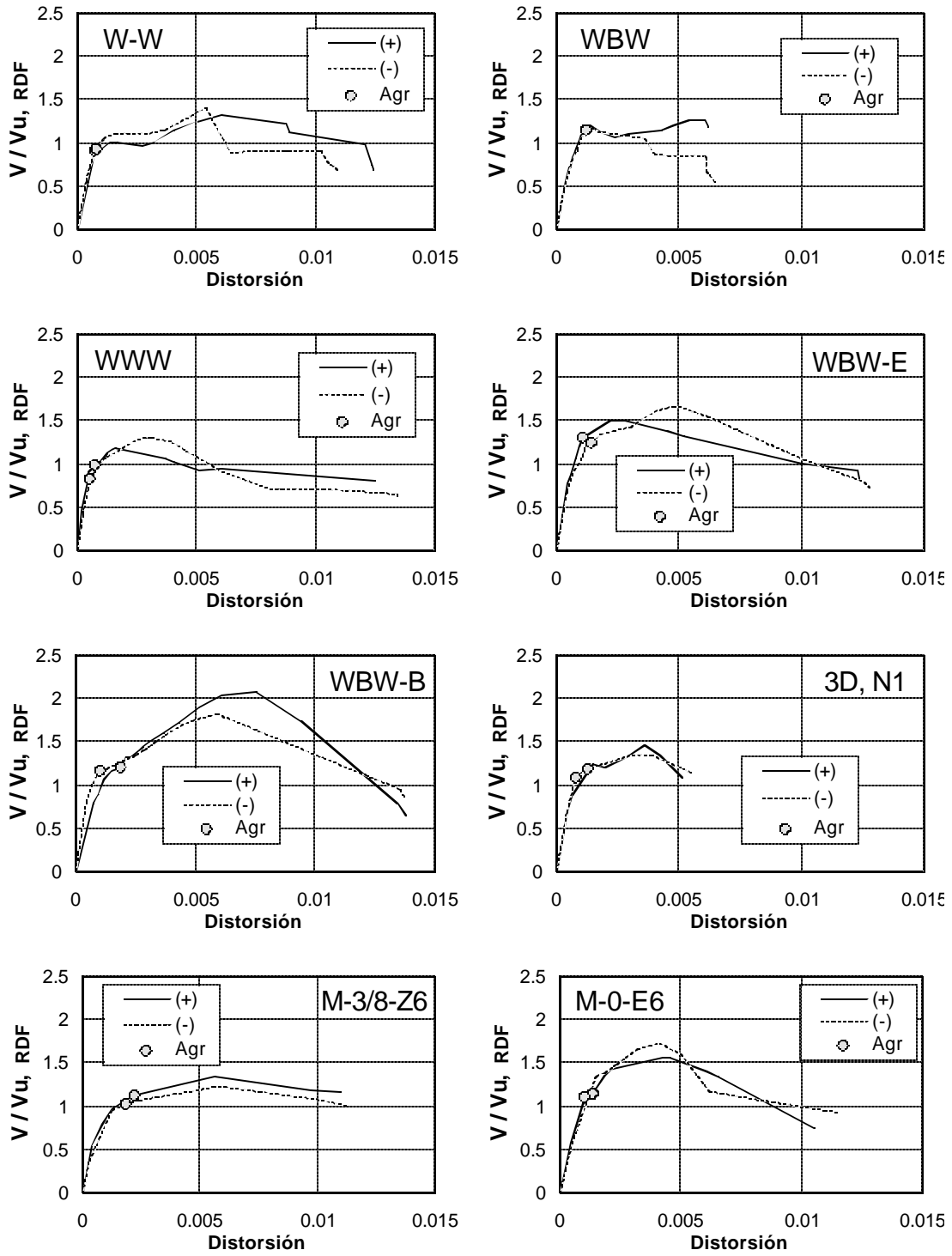


Figura 2.6 Envolventes normalizadas de los especímenes

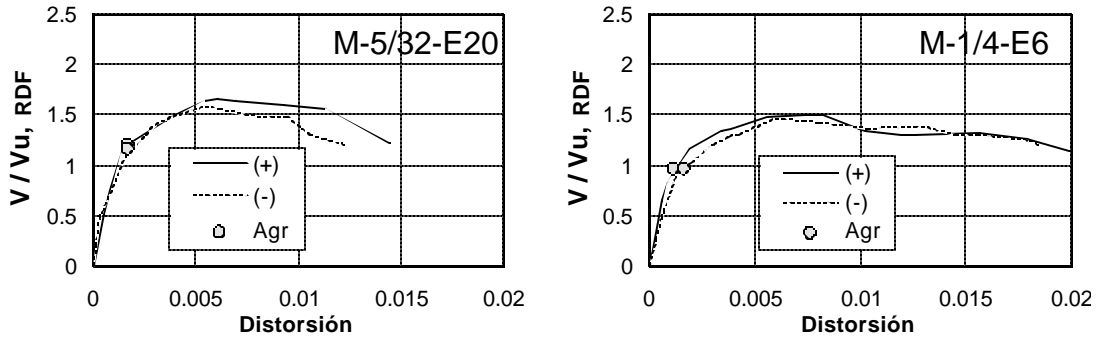


Figura 2.6 Envolventes normalizadas de los especímenes (cont)

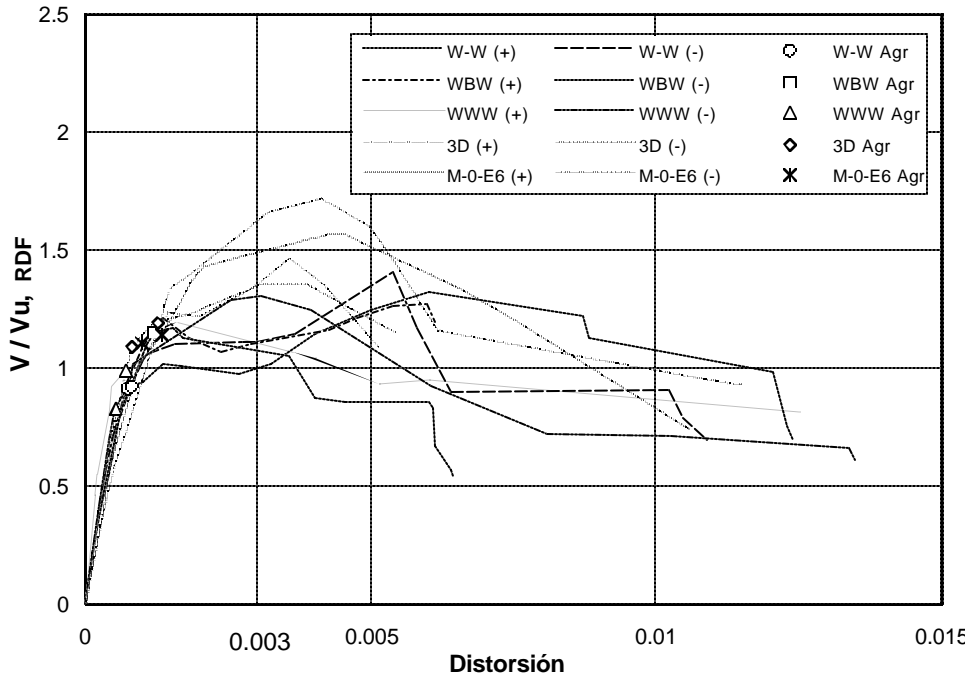


Figura 2.7 Superposición de las envolventes normalizadas de los especímenes sin refuerzo

2.5 CÁLCULO DE LOS PUNTOS DE LA ENVOLVENTE

2.5.1 Cortante de Agrietamiento

El primer punto de quiebre de la envolvente (de agrietamiento) se determinará calculando la fuerza cortante $V_{u_{RDF}}$ con la expresión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (DDF, 1989), que se reproduce en la ecuación 2.1. Para fines de análisis numérico, el factor de resistencia se debe tomar como $F_R=1.0$. La abscisa para este primer quiebre se define como el cociente entre la fuerza cortante y la rigidez lateral teórica R , dividiéndolo entre la altura del entrepiso para obtener la distorsión de la forma siguiente

$$\gamma_0 = \frac{V_{u_{RDF}}}{R \cdot H} \quad (2.4)$$

2.5.2 Cortante Máximo en Muros sin Refuerzo Horizontal

En los estudios realizados sobre los resultados de las pruebas de muros de mampostería resumidas en el capítulo 1, se reconoce que el mecanismo para la resistencia máxima difiere en forma importante para muros con y sin refuerzo horizontal.

En muros sin refuerzo horizontal, la resistencia a cortante máxima se alcanza después de que se ha generalizado el agrietamiento inclinado en forma de X (ver fig. 2.2 b). La resistencia a cortante se considera compuesta de la resistencia al corte de los castillos y de la contribución de la mampostería agrietada (fricción y trabazón entre las superficies de las grietas). En general, para los ciclos en donde se presentaron las resistencias máximas, el concreto de los castillos estaba agrietado debido a la penetración del agrietamiento inclinado de la mampostería. Así, en la resistencia podemos considerar el trabajo de dos conjuntos: la resistencia a la tensión diagonal de la mampostería más la del concreto de castillos y la acción de dovela del acero longitudinal de los castillos. Podemos proponer entonces que la fuerza cortante máxima se calcule como la suma de la resistencia al primer agrietamiento $V_{u_{RDF}}$ más la contribución del refuerzo longitudinal por acción de dovela V_d (ec. 2.5), considerando un factor de eficiencia η que será discutido más adelante

$$V_{m\acute{a}x} = V_{u_{RDF}} + \eta V_d \quad (2.5)$$

El criterio anterior es un cálculo simplificado pues realmente, después de que se generaliza el agrietamiento inclinado y penetra en los castillos, la mampostería en sí puede tener una resistencia más baja que la de agrietamiento. Sin embargo, para ajustar los resultados experimentales y considerar este fenómeno, podemos asignarle a la acción de dovela un factor de eficiencia η .

Se cuenta con los resultados de seis especímenes sin refuerzo horizontal del CENAPRED. Sin embargo, el armado longitudinal de los castillos no fue una de las variables de estudio por lo que no es posible proponer una correlación entre la variación de este armado y el factor de eficiencia que afecta la acción de dovela. No obstante, se puede dar un valor único para el tipo de muros con las características de los aquí estudiados. Afortunadamente, el diseño de los especímenes a los que se hace mención corresponde a la práctica común, siendo, por tanto, representativos de las construcciones diseñadas de acuerdo con las normas. Así, los factores de eficiencia que se proponen se pueden usar para los casos comunes.

Para calcular la contribución de la acción de dovela podemos tomar la resistencia máxima a cortante que nos proporciona una varilla como se presenta en la figura 2.8 (tomada de Park, 1988)

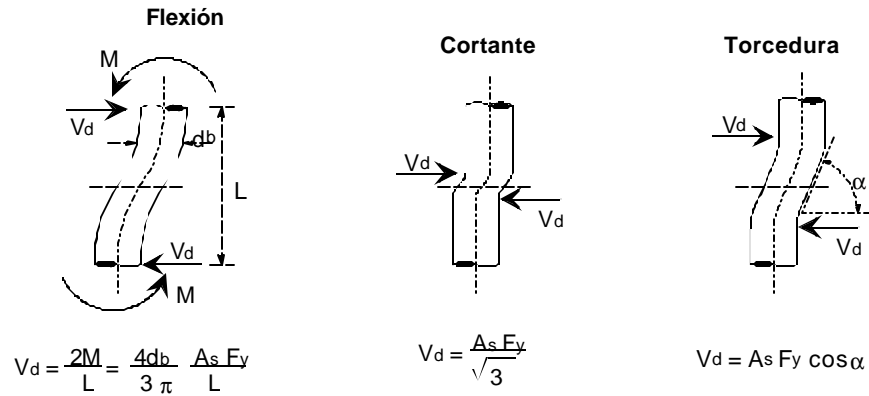


Figura 2.8 Mecanismos de acción de dovela

Otra forma de calcular la contribución por acción de dovela es la propuesta por Dulacska (Dulacska, 1972):

$$V_d = d_b^2 \gamma f_y n \operatorname{sen} \alpha \left(\sqrt{1 + \frac{f'_c}{2.55 \gamma^2 f_y n \operatorname{sen}^2 \alpha}} \right) \quad (2.6)$$

donde

- $g = 0.05$
- $n = 4$
- d_b es el diámetro de la barra;
- f'_c y f_y son el esfuerzo resistente a compresión del concreto y el de fluencia del acero respectivamente; y
- α es el ángulo entre el acero y la superficie de la grieta.

Haciendo operaciones se encuentra que el resultado casi no varía para distintos valores de $\alpha > 0$. Así, tomando $\alpha = 45^\circ$ tendremos la ecuación 2.7

$$V_d = 1.26 d_b^2 \sqrt{f'_c f_y} \quad (2.7)$$

El factor de eficiencia se calibró con los resultados experimentales, resultando $\eta = 0.25$ si se usa la expresión de torcedura de la figura 2.8 con $\alpha = 60^\circ$, y $\eta = 0.3$ si se aplica el criterio de Dulacska (ec. 2.7).

Con lo anterior, se puede calcular la contribución a la resistencia de castillos típicos a este tipo de estructuras. Si tenemos un armado longitudinal de 4#3 (cuatro varillas de 3/8 de pulgada) y un concreto hecho en obra de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ (puede ser incluso menor en construcciones sin supervisión profesional como la autoconstrucción de vivienda), entonces, usando la ec. 2.7, tendremos una contribución de $4\{\eta(1.26)d_b^2(f'_c f_y)^{1/2}\} = 4(0.3)(1.26)(0.95)^2 \times (200 \times 4200)^{1/2} = 1190 \text{ kg}$ por castillo.

Para las dimensiones de los especímenes probados, que son representativas de casos comunes, esto representa una relación de

$$V_{m\acute{a}x} \approx 1.25 V_{u \text{ RDF}} \quad (2.8)$$

Los valores de 1.25 en la ec. 2.8 y de 1.2 t/castillo en el cálculo anterior se proponen conservadoramente de los resultados presentados en la tabla 2.4 calculada a partir de la información de la tabla 2.3.

Tabla 2.4 Relación de cortante máximo y de agrietamiento

Espécimen sin refuerzo horizontal	$V_{\text{máx}}/V_{\text{Agr}}$ (promedio ciclos positivo y negativo)	$V_{\text{máx}} - V_{\text{agr}}$ [t]	DV por castillo [t]
W-W	1.48	9.6	2.40
WBW	1.06	1.5	0.38
WWW	1.37	7.3	1.83
3D	1.23	7.6	0.95
M-0-E6	1.46	4.5	2.25
Promedio	1.32	---	1.56

Por otro lado, de los resultados observados en los ensayos se propone que la distorsión a la que se presenta el cortante máximo se tome como 0.003 (ver fig. 2.7).

2.5.3 Cortante Máximo en Muros con Refuerzo Horizontal

El mecanismo de resistencia máxima en muros con refuerzo horizontal difiere del presentado en el inciso anterior. En muros reforzados horizontalmente, los alambres contribuyen a la resistencia lateral y equilibran la componente horizontal del puntal de compresión que se forma en la mampostería. Para muros con refuerzo horizontal con falla por corte, la resistencia máxima estará dada por algún valor de resistencia de la mampostería agrietada más la contribución del acero horizontal como se presenta cualitativamente en la figura 2.9.

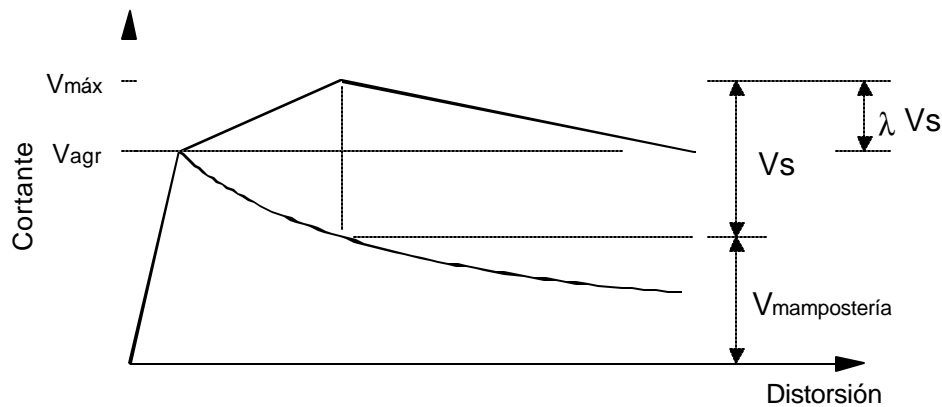


Figura 2.9 Contribución de la mampostería y del refuerzo horizontal a la resistencia máxima, y factor de eficiencia

Al igual que en el caso de muros sin refuerzo horizontal se propone el cálculo de la resistencia máxima como la suma de la resistencia de agrietamiento más la resistencia del refuerzo afectada por un factor de corrección

$$V_{m\acute{a}x} = Vu_{RDF} + I Vs \quad (2.9)$$

donde

$$Vs = p_h f_{y,h} A_T \quad (2.10)$$

$$p_h = a_v s t \quad (2.11)$$

p_h es la cuantía de refuerzo horizontal en el muro;
 $f_{y,h}$ es el esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal;
 A_T es el área bruta de la sección transversal del muro (área en planta);
 a_v es el área del refuerzo horizontal (una o dos ramas);
 s es la separación del refuerzo horizontal; y
 t es el espesor del muro.

Para el cálculo de la fuerza cortante resistente Vu_{RDF} se aplicó la Ec. 2.1 incrementando el resultado en un 25% si se cumplía con la cuantía de refuerzo horizontal mínimo que señala la norma (DDF, 1989).

Díaz y Vázquez del Mercado (Díaz, 1995) analizan los resultados de los ensayos de la segunda fase del programa experimental del CENAPRED (ver sección 1.3.5). Se encontró que, para niveles de distorsión de 0.3% el factor de eficiencia λ varió entre 26 y 37 %. Se estima adecuado usar $\lambda = 0.35$.

En casos comunes (como los diseños usados en el programa experimental) la contribución del refuerzo horizontal nos lleva a una relación aproximada de

$$V_{m\acute{a}x} \approx 1.5 Vu_{RDF} \quad (2.12)$$

De las envolventes de los especímenes con refuerzo horizontal probados (ver fig. 2.6) se sugiere que la distorsión correspondiente a la resistencia máxima sea igual a 0.006.

2.5.4 Distorsión Última

Para obtener la pendiente de la rama descendente de la envolvente, es necesario determinar un valor para la distorsión última. De los resultados experimentales se tiene que:

- Para muros sin refuerzo interior $V_3 = 0.8 Vu_{RDF}$, con una distorsión de 0.01.
- Para muros con refuerzo interior $V_3 = 1.1 Vu_{RDF}$, con distorsión de 0.015.

Para determinar una deformación última útil se debe considerar la distorsión para la cual : 1) el muro deja de ser estable ante cargas verticales, 2) disminuye la resistencia lateral o 3) el comportamiento histerético se aleja de la estabilidad (deterioro de resistencia y disipación de energía). De los datos de laboratorio se pueden establecer valores de distorsión útil de 0.005 para muros sin refuerzo horizontal y de 0.01 para muros con refuerzo horizontal.

2.6 MODELO HISTERÉTICO PROPUESTO

El modelo histerético que se propone para el análisis numérico de estructuras de mampostería confinada de barro recocido consta de una envolvente de respuesta formada por tres rectas definidas como se muestra en la figura 2.10. Las rigideces de las ramas ascendentes y descendentes son función de la distorsión máxima

anteriormente alcanzada; estas rigideces se obtienen de curvas ajustadas a los datos de la figura 2.5 y se presentarán en el siguiente capítulo.

Según el modelo, al incrementar la distorsión, la rama ascendente del rizo de histéresis crece en función de la rigidez actual hasta alcanzar la envolvente. Si se continúa incrementando la distorsión, la rama seguirá la trayectoria de la envolvente. Al comenzar a descargar se debe tomar nota de la distorsión máxima a la que se haya llegado para que con ella se calcule la rigidez de las nuevas ramas ascendentes y descendentes.

Para ciclos incompletos o que lleguen a distorsiones menores que las máximas alcanzadas con anterioridad, no habrá actualización de la distorsión máxima. Con esto, al repetir ciclos a las mismas distorsiones, éstos serán estables, es decir, sin degradación de rigidez. Un ejemplo del uso de este modelo se muestra en la figura 2.11 donde se aplicó una historia de distorsiones senoidal con amplitudes crecientes.

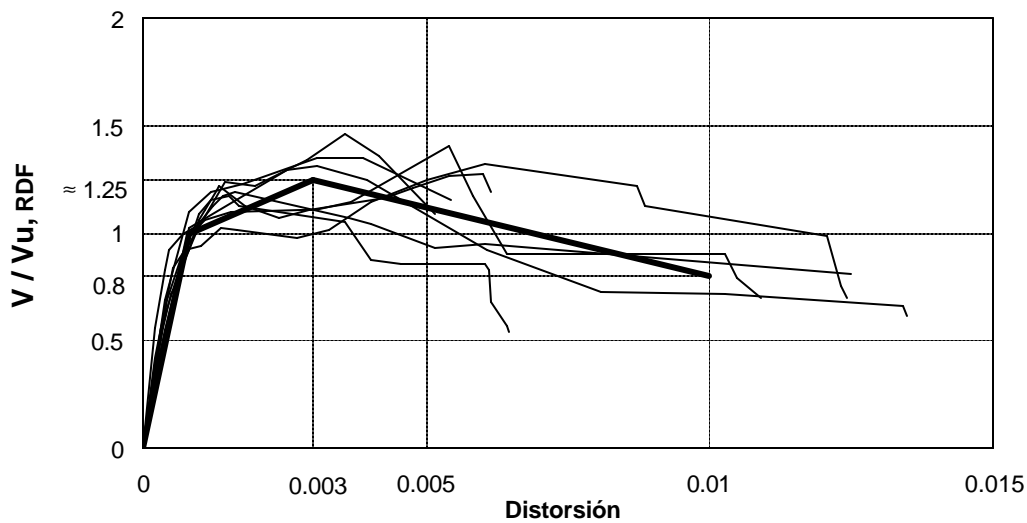


Figura 2.10 Envolvente de respuesta (muros sin refuerzo horizontal)

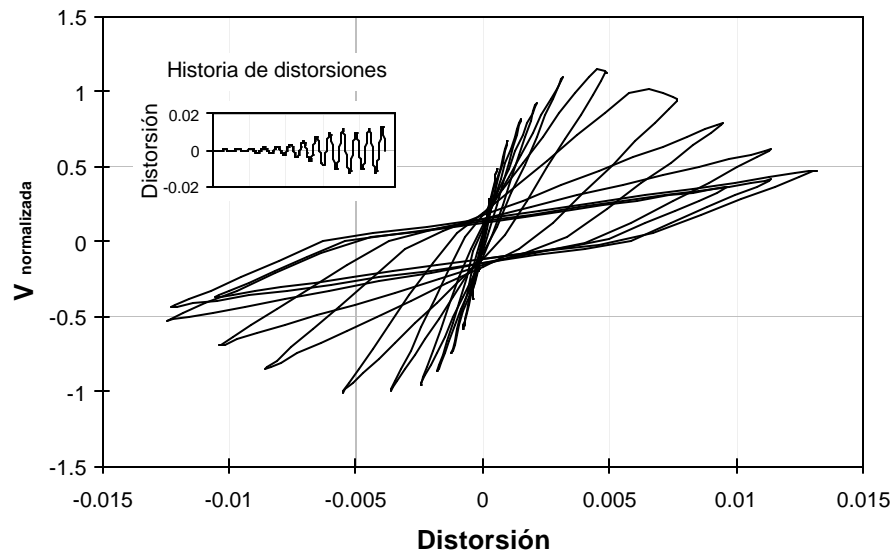


Figura 2.11 Resposta histerética calculada para uma história de distorções senoidal crescente

CAPÍTULO 3

CALIBRACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO

En el capítulo anterior se explicó el comportamiento histerético observado en las pruebas, y con base en él se propuso un modelo simplificado para representar el comportamiento general de muros de mampostería confinada de barro recocido ante cargas horizontales cíclicas. Dicho modelo pretende recrear la curva histerética a partir de la historia de deformaciones. En esencia, el modelo consiste en proporcionar una ley que reproduzca la rigidez de las ramas ascendentes y descendentes de los rizados histeréticos en función de la distorsión máxima registrada en los ciclos anteriores. En el modelo que se propone, la curva de histéresis no deberá sobrepasar a la envolvente.

En este capítulo se usa la información obtenida en los ensayos realizados en el CENAPRED para calibrar las leyes de comportamiento histerético propuesta en términos de la variación de la rigidez así como de la forma de la envolvente. Se pretende que el modelo calibrado reproduzca lo más fielmente posible el comportamiento de los especímenes cuyos datos fueron empleados. Sin embargo, como se hizo notar en el capítulo anterior, existe un cierto rango en el que varían las respuestas de estos especímenes y, ya que un mismo modelo debe representarlos a todos, se deberá aceptar una cierta aproximación de los resultados obtenidos con el modelo matemático.

3.1 CRITERIOS DE CALIBRACIÓN

Los tres criterios que se utilizaron para comparar las respuestas medidas con las calculadas fueron la forma de los lazos histeréticos y sus envolventes, la degradación de rigidez y la cantidad de energía disipada acumulada.

Respecto a las curvas de histéresis en general, puesto que se utilizó la misma historia de distorsiones como dato de entrada para el modelo analítico, para evaluar la bondad del modelo matemático se comparan directamente la historia de carga aplicada experimentalmente con la calculada.

Para la degradación de rigidez se utilizó la rigidez de ciclo, que se define como la pendiente de la secante que une los máximos (picos) de un lazo.

Para comparar la energía disipada se calculó el área dentro de la curva de histéresis de fuerza-deformación. Para este caso se puede anticipar que, en general, los ciclos histeréticos del modelo analítico son más delgados debido a la idealización mediante líneas rectas. Por tanto, la energía disipada según el modelo analítico será menor que la medida en los ensayos. Por otro lado, los últimos ciclos son los que más influyen en la cantidad de energía disipada pues encierran una área mucho mayor que los primeros, pero son estos últimos ciclos los que tienen una mayor dispersión en su comportamiento y son, por ende, de difícil predicción.

3.2 OBTENCIÓN DE LAS LEYES DEL MODELO Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS

3.2.1 Rigidez de las Ramas Ascendentes y Descendentes de los Ciclos de Histéresis

Como se discutió en el capítulo anterior, la modelación consistió en construir la curva histerética siguiendo la rama ascendente de cada ciclo con una cierta rigidez (pendiente) hasta alcanzar y seguir sobre la envolvente; al descargar, la trayectoria de regreso será una línea recta cuya pendiente dependerá de la distorsión máxima alcanzada hasta ese momento.

Las rigideces o pendientes de las líneas rectas de ascenso y descenso (ver fig. 2.4) se calibraron con los resultados de los ensayos de laboratorio. Estos resultados se mostraron en la figura 2.5 normalizados por la rigidez inicial de los muros. De aquella figura se puede ver que hay poca dispersión en los datos y que siguen aproximadamente una curva de tipo hiperbólico.

Trabajando con el inverso de la rigidez normalizada se obtiene la gráfica de la figura 3.1. En la misma figura se incluyen curvas ajustadas a los datos experimentales. Observando los puntos graficados se concluye que existe muy poca dispersión para valores de distorsión menores que 0.005 y que siguen una tendencia creciente. Pero, para distorsiones mayores se tiene un rápido incremento en los valores, lo que significa un aumento en la tasa de degradación de rigidez. Para distorsiones mayores de 0.005 es evidente una mayor dispersión de los datos para los especímenes sin refuerzo horizontal que para los reforzados. Las curvas propuestas para los dos tipos de muros siguen una tendencia cercana a la linealidad para distorsiones bajas y con un rápido crecimiento para grandes deformaciones (en particular para la rama ascendente).

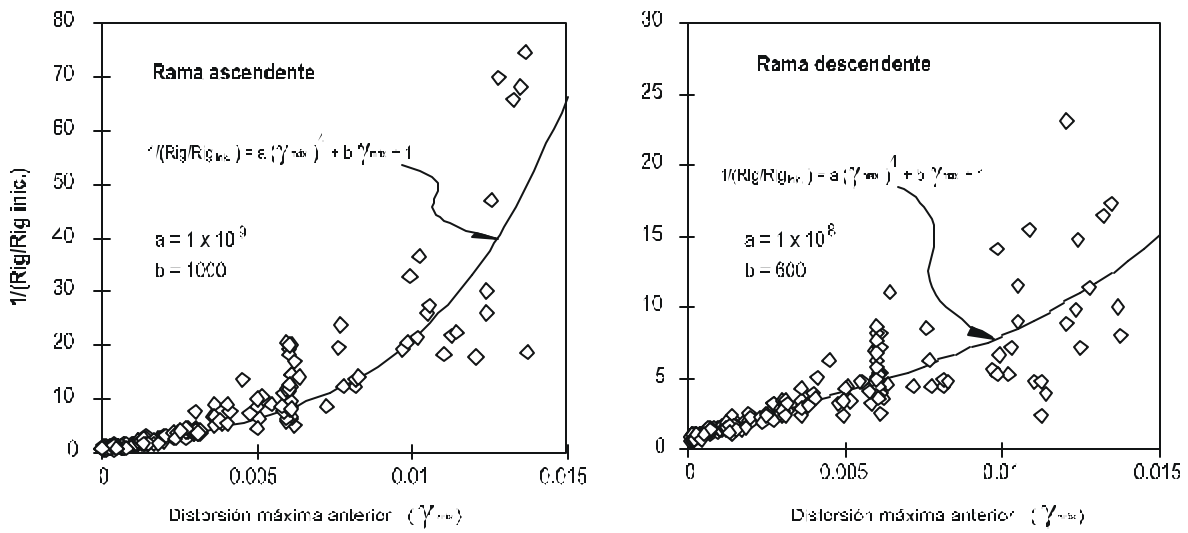
Las curvas continuas presentadas en las gráficas de la figura 3.1 se calibraron analizando las curvas histeréticas con ellas calculadas en un proceso iterativo. Se observa que las curvas se alejan de los datos experimentales para grandes deformaciones; sin embargo, para la mayoría de los casos, los lazos resultantes de usar ese modelo se aproximan satisfactoriamente a los experimentales. Los resultados del ajuste se presentan en la figura 3.1 y se resumen en la ecuación 3.1 y tabla 3.1.

$$R_{asc.,desc.} = R_{inicial} \left[a(\gamma_{max})^4 + b \gamma_{max} + 1 \right]^{-1} \quad (3.1)$$

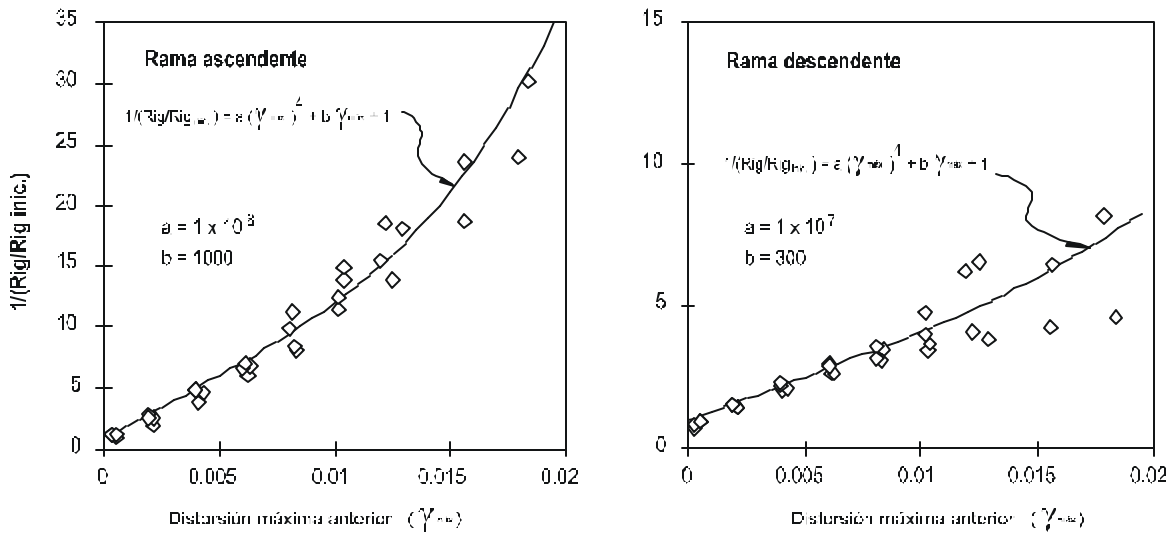
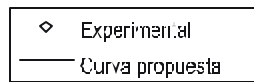
Tabla 3.1 Parámetros para calcular la rigidez de las ramas ascendente y descendente de los ciclos de histéresis

Parámetro	Especímenes sin refuerzo horizontal		Especímenes con refuerzo horizontal	
	Rama ascendente	Rama descendente	Rama ascendente	Rama descendente
<i>a</i>	1 x 10 ⁹	1 x 10 ⁸	1 x 10 ⁸	1 x 10 ⁷
<i>b</i>	1000	600	1000	300

En la figura 3.2 se presenta la envolvente del modelo histerético. El cálculo de V_1 y V_2 se presentó en el inciso 2.5 del capítulo anterior (ecs. 2.1, 2.5 y 2.9). La regla histerética propuesta para predecir el comportamiento de muros de mampostería confinada se puede resumir en la información presentada en las figuras 3.1 y 3.2.



a) Especímenes sin refuerzo horizontal



b) Especímenes con refuerzo horizontal

Figura 3.1 Ajuste de rigideces medidas de ramas ascendentes y descendentes de los ciclos histeréticos

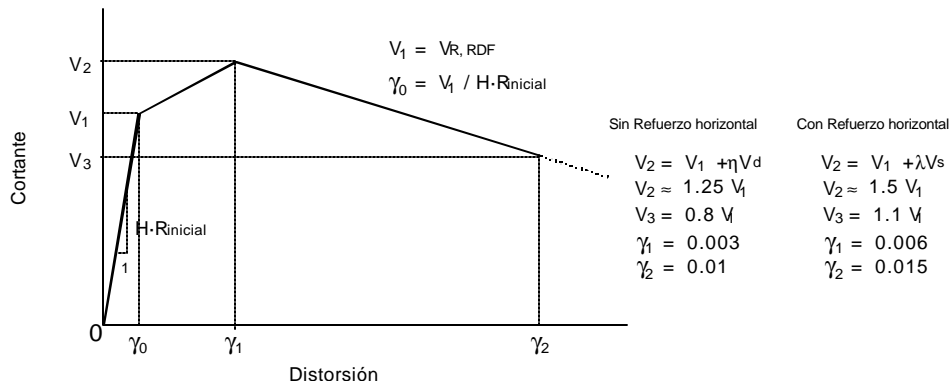


Figura 3.2 Envolvente propuesta para el modelo histérico

3.2.2 Comparación de la Respuesta Predicha con la Experimental

El modelo desarrollado se aplicó a los especímenes ensayados en el CENAPRED teniendo como dato las historias de distorsiones y las cargas de agrietamiento. Los resultados se pueden apreciar en la comparación gráfica que se hace entre curvas de histéresis experimentales y teóricas (izquierda y derecha respectivamente) en la figura 3.3. Se puede ver que, en general, se predicen ciclos de histéresis un poco más delgados que los experimentales. Esto es debido, principalmente, a la forma en que se propuso el modelo simulando, con líneas rectas en lugar de curvas, a las ramas ascendentes y descendentes de los rizos. Esto influye, en especial, en el área dentro de la curva que representa la energía disipada.

El modelo para muros sin refuerzo horizontal se aplicó para los especímenes W-W, WBW, WWW, WBW-E, 3D y M-0-E6; el modelo para muros con refuerzo interior se usó para los especímenes WBW-B, M-3/8-Z6, M-5/32-E20 y M-1/4-E6. En el espécimen WBW-E se utilizó el modelo para muros sin refuerzo puesto que el refuerzo de escalerilla colocado en los muros, aunque aumentó un poco la resistencia, no afectó significativamente el comportamiento general (Díaz, 1995). Se puede observar también que la curva de histéresis del espécimen WBW-B es muy semejante a la experimental pero en el último ciclo se sobrevalúa la resistencia y rigidez. Esto se debe a que en este ciclo las barras horizontales se fracturaron en una reacción en cadena. Una vez que se pierde la efectividad del refuerzo horizontal, la rigidez y resistencia caen rápidamente. Esto nos lleva a concluir que para muros reforzados interiormente el modelo matemático propuesto es aplicable hasta un valor de distorsión anterior a la fractura del acero.

En la figura 3.4 se incluyen las historias de carga comparando las respuestas experimental y teórica. La evaluación de la respuesta obtenida con el modelo analítico se realizó también comparando la degradación de rigidez de ciclo y la energía disipada acumulada. En la figura 3.5 se muestra la degradación de la rigidez graficada contra la distorsión máxima promedio alcanzada en cada ciclo. En general, la rigidez predicha por el modelo es similar a la experimental siguiendo la misma tendencia. En la figura 3.6 se presenta la energía disipada acumulada tanto experimental como teórica. Se puede apreciar que las áreas dentro de los rizos de histéresis (energía disipada) calculadas con el modelo crecen en forma similar a los resultados experimentales, coincidiendo bastante en algunos casos (W-W, WWW, M-1/4-E6) pero alejándose en otros. En el caso del espécimen M-0-E6 las curvas de histéresis experimentales resultaron mucho más amplias que las calculadas con el modelo analítico aun cuando la historia de carga resultó similar.

En la figura 3.7 se comparan las gráficas de histéresis para el espécimen W-W, calculadas con el modelo propuesto en este trabajo, el modelo propuesto por Meli y por el modelo presentado por Moroni et al.

De la observación de las comparaciones se concluye que el modelo analítico puede ser usado para predecir el comportamiento de muros de mampostería confinada con y sin refuerzo horizontal.

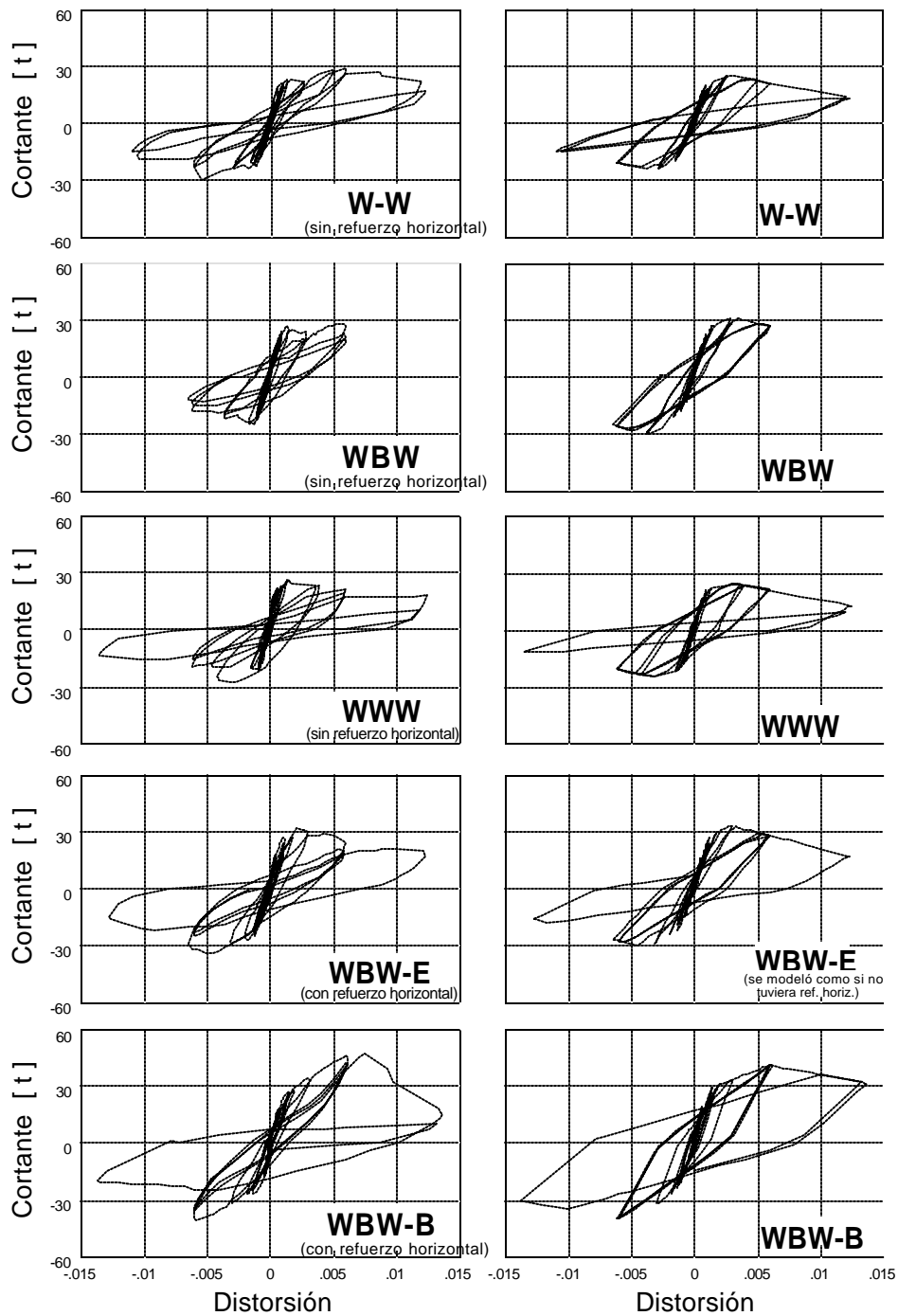


Figura 3.3 Curvas de histéresis experimental (izquierda) y calculada con el modelo propuesto (derecha) de los especímenes probados en el CENAPRED

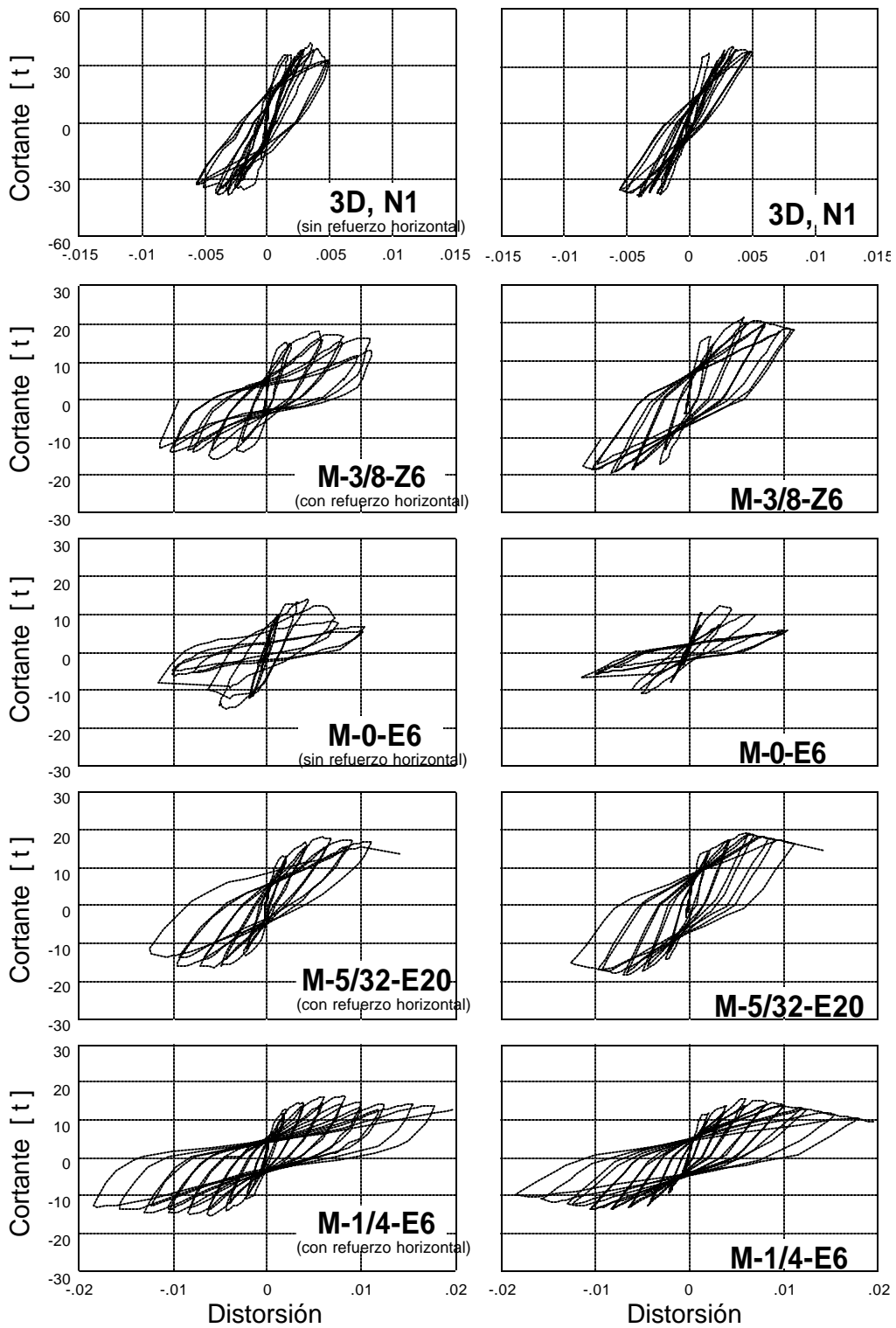


Figura 3.3 Curvas de histéresis experimental (izquierda) y calculada con el modelo propuesto (derecha) de los especímenes probados en el CENAPRED (cont.)

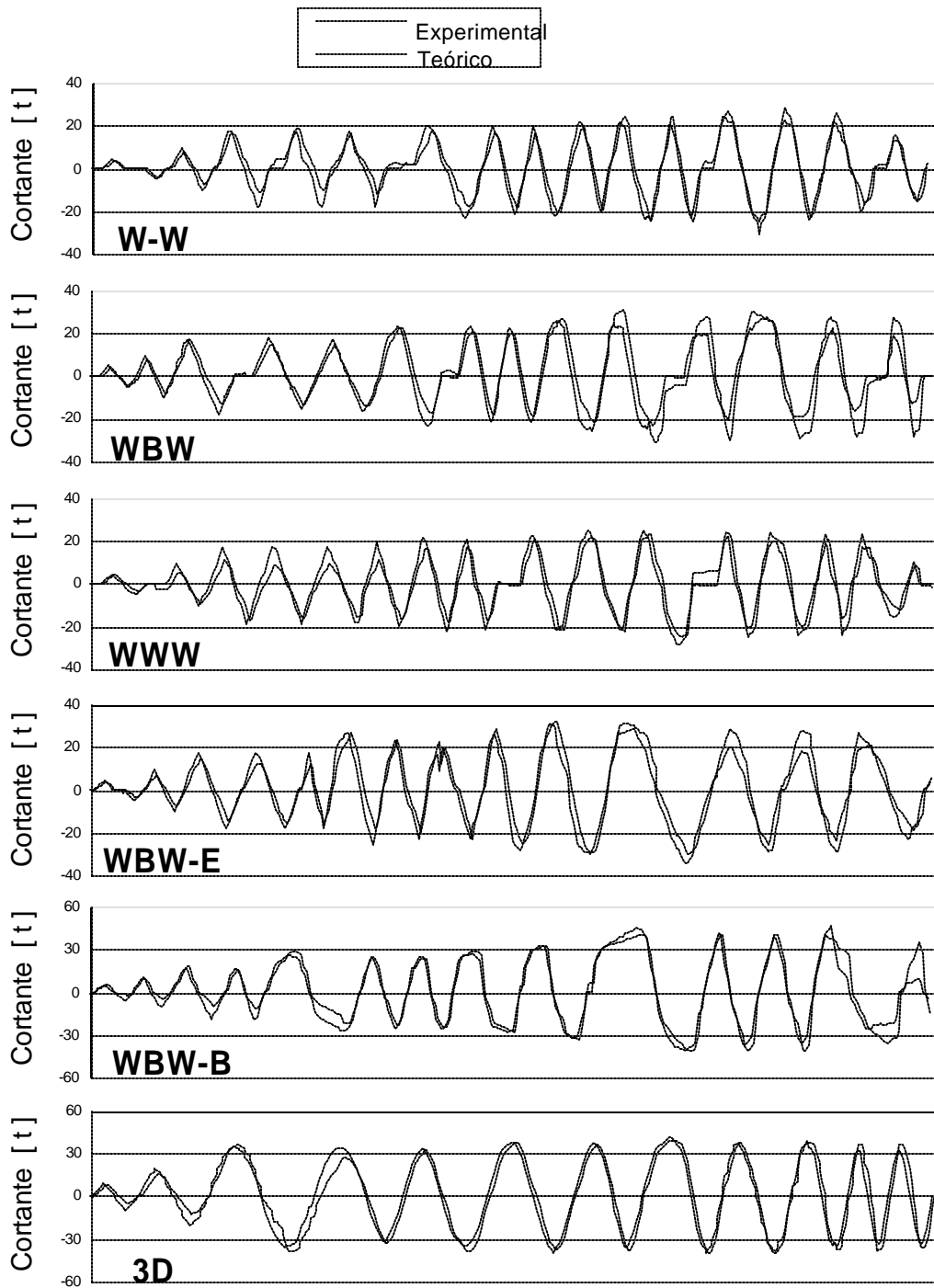


Figura 3.4 Historias de carga experimental y calculada con el modelo propuesto

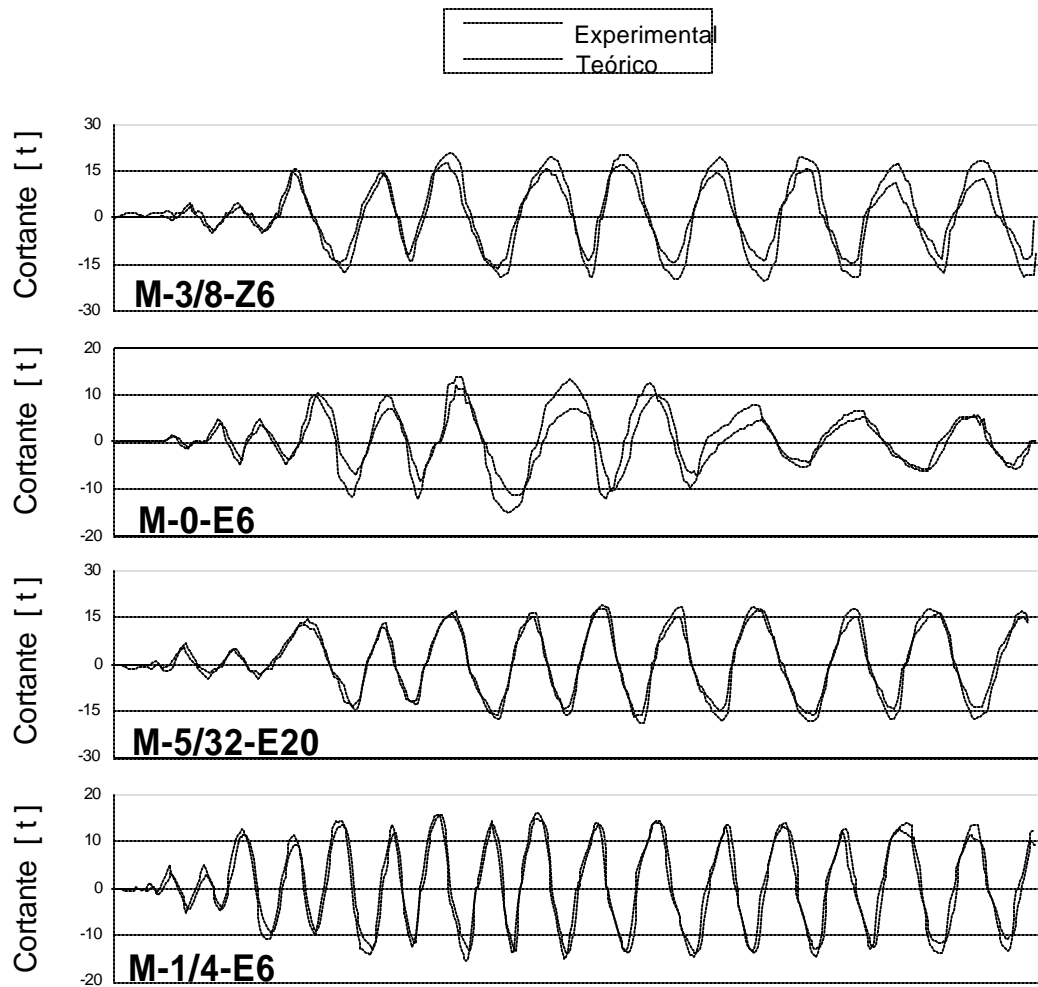


Figura 3.4 Historias de carga experimental y calculada con el modelo propuesto (cont.)

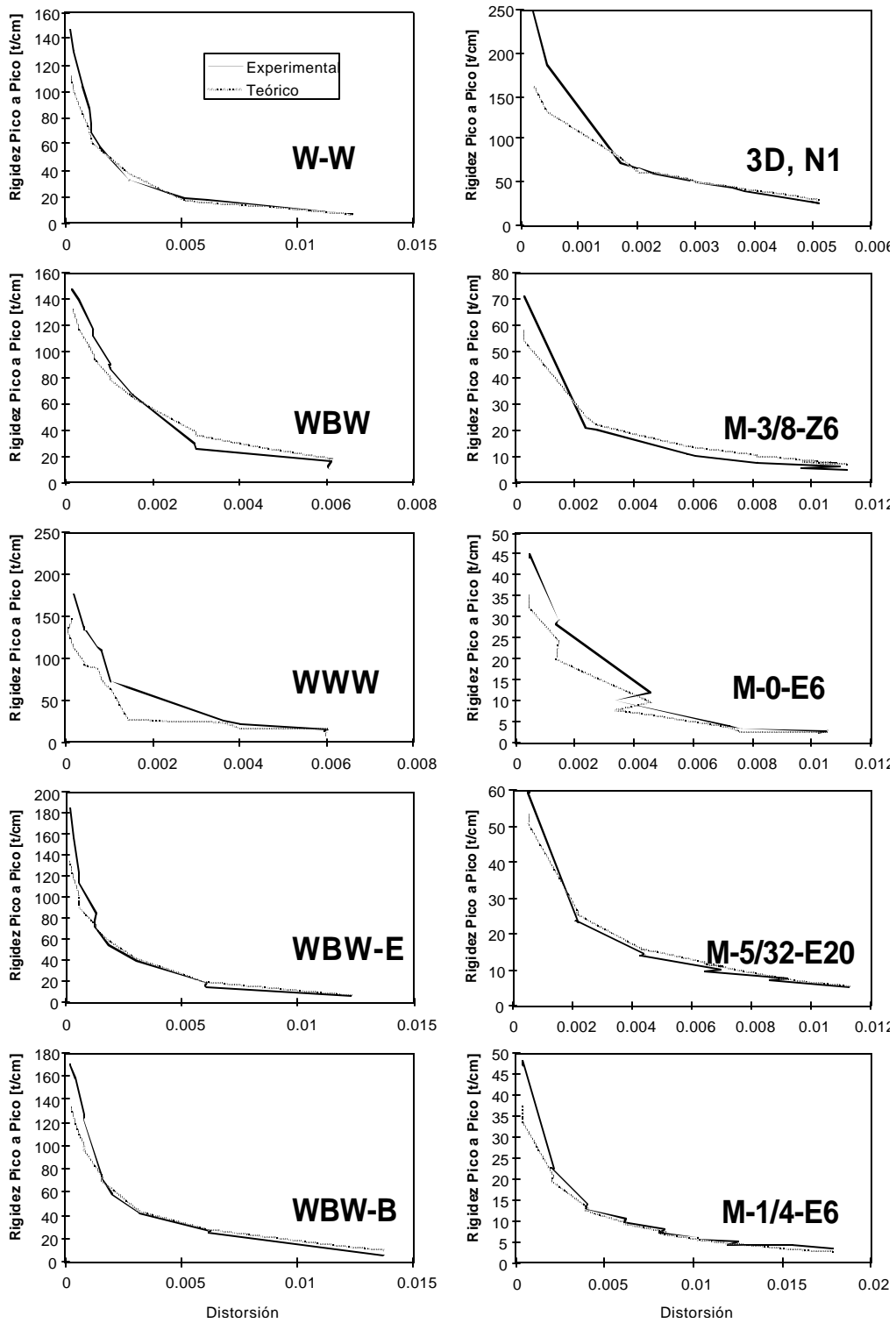


Figura 3.5 Degradación de rigidez de ciclo, resultados teóricos y experimentales

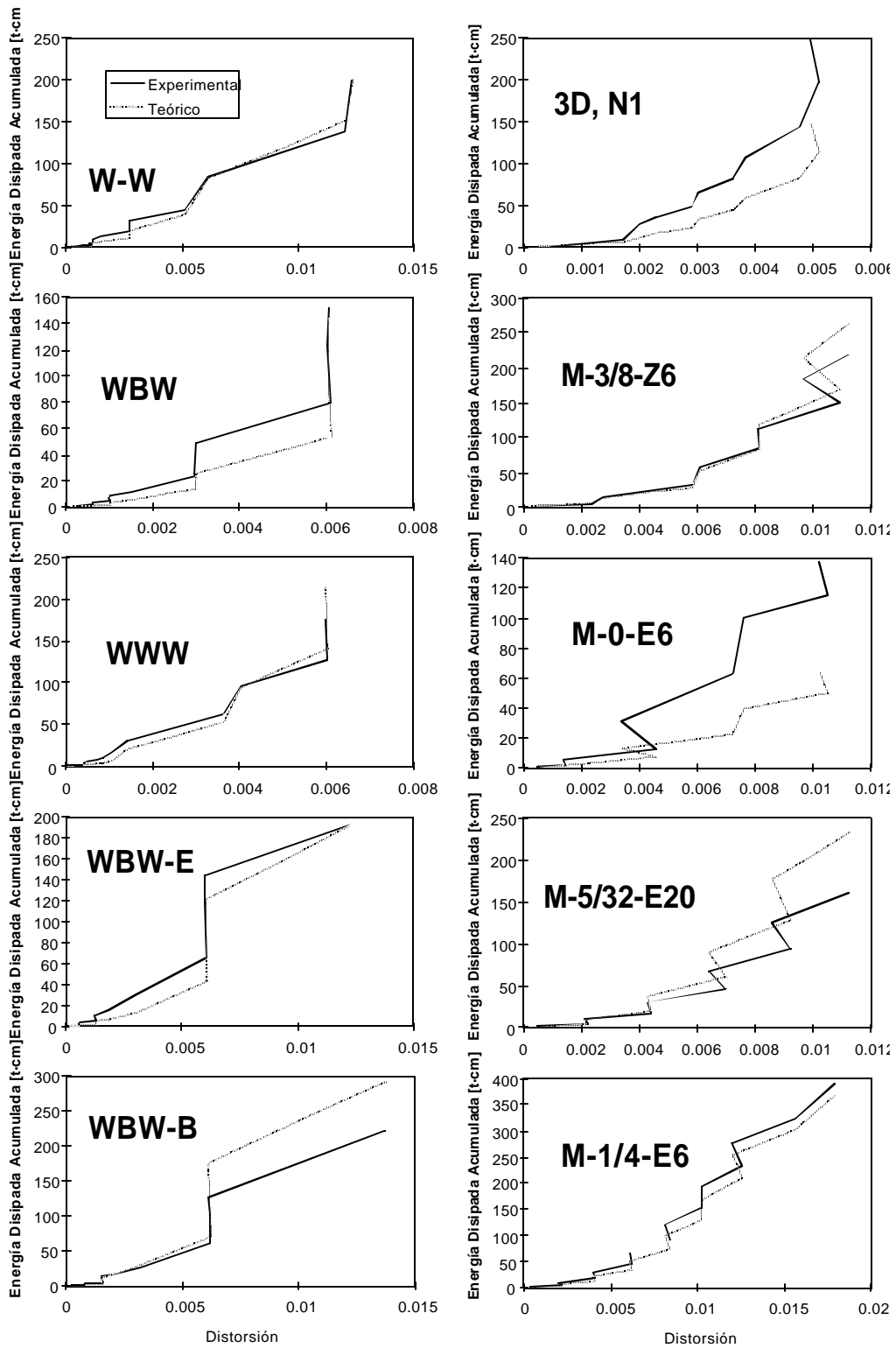


Figura 3.6 Energía disipada acumulada, resultados teóricos y experimentales

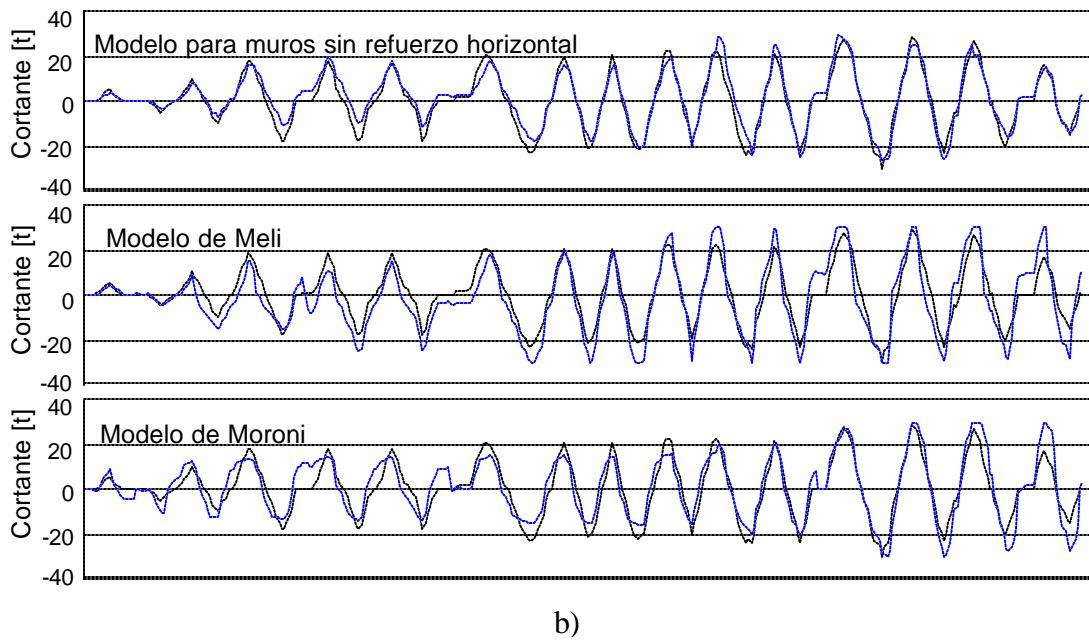
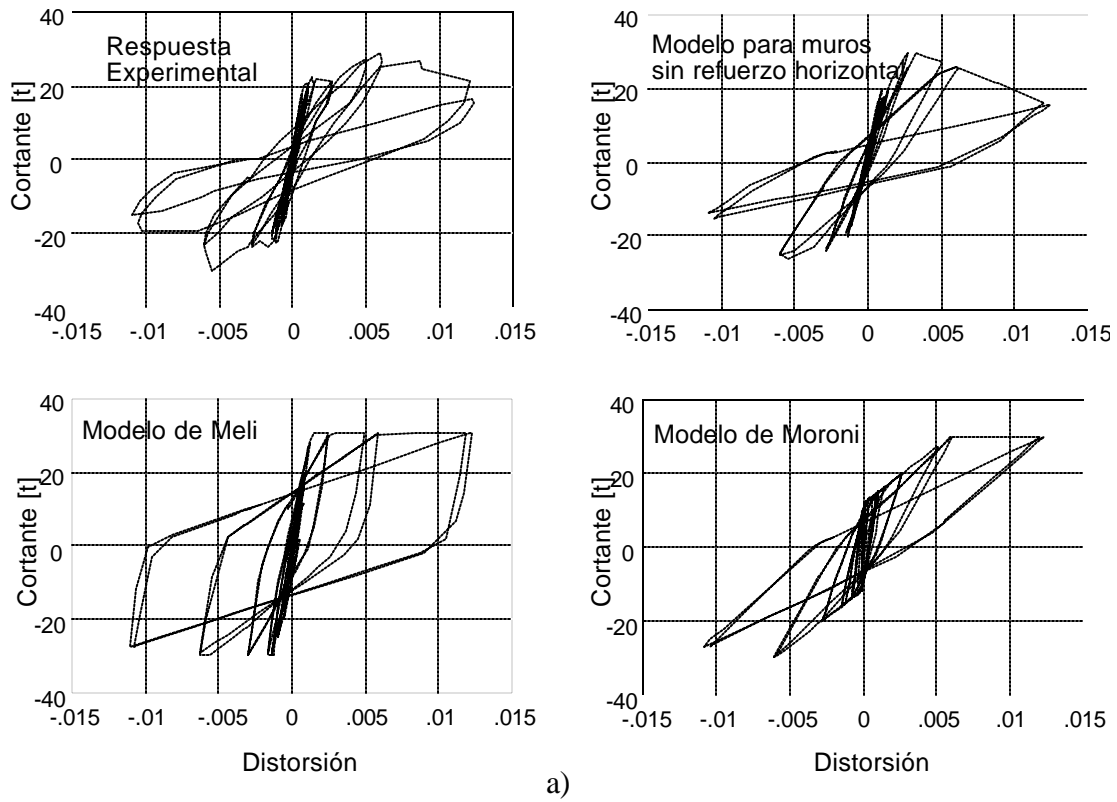


Figura 3.7 Comparación de la curva de histéresis calculada con distintos modelos

3.3 RESPUESTA DINÁMICA DE UNA ESTRUCTURA DE UN GRADO DE LIBERTAD

Una primera aplicación del modelo hysterético que se propone en este trabajo es el análisis dinámico de una estructura de un solo grado de libertad (ver fig. 2.1). El objetivo en este inciso es verificar el funcionamiento del modelo incorporándolo en un programa de computadora para hacer el análisis dinámico paso a paso. Para resolver la ecuación dinámica se aplicó el método β de Newmark, con el cual se calcula la respuesta de un sistema no-lineal mediante un proceso iterativo. En un análisis elástico, la fuerza restitutoria está representada por el producto del desplazamiento por la rigidez del resorte, misma que se mantiene constante. En el caso de un sistema no-lineal, la fuerza restitutoria dependerá de la historia previa de deformaciones del sistema. Por lo tanto, se puede hacer el análisis utilizando paso con paso las fuerzas que nos arroja el modelo de comportamiento hysterético desarrollado en este trabajo.

3.3.1 Método β de Newmark

Considerando únicamente la no linealidad de la rigidez, aceptando un amortiguamiento viscoso constante y expresando la fuerza restitutoria en función del desplazamiento u en lugar del tiempo, tendremos la ecuación de equilibrio dinámico siguiente (Bazán, 1992)

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_r(u) = -m\ddot{s}_0 \quad (3.2)$$

donde

m Es la masa;

c es el coeficiente de amortiguamiento viscoso;

$f_r(u)$ es la fuerza restitutoria en función de la historia de desplazamientos;

\ddot{s}_0 es la aceleración del terreno; y

u , \dot{u} y \ddot{u} son el desplazamiento, la velocidad y la aceleración del sistema, respectivamente. Estos valores son relativos a un sistema coordenado con origen en la base de la estructura.

De esta ecuación se puede despejar la aceleración de la masa para ser calculada para un instante de tiempo que llamaremos $i+1$. Así la aceleración \ddot{u}_{i+1} se calculará como

$$\ddot{u}_{i+1} = -\ddot{s}_0 - \frac{c}{m} \dot{u}_{i+1} - \frac{f_r(u_{i+1})}{m} \quad (3.3)$$

La velocidad y el desplazamiento en un tiempo $i+1$ se calcularán respectivamente como

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{1}{2}\Delta t (\ddot{u}_i + \ddot{u}_{i+1}) \quad (3.4)$$

$$u_{i+1} = u_i + \Delta t \dot{u}_i + (\frac{1}{2} - \beta) (\Delta t)^2 \ddot{u}_i + \beta (\Delta t)^2 \ddot{u}_{i+1} \quad (3.5)$$

El valor de β se puede asociar a la forma en que varía la aceleración en el intervalo de tiempo Δt . Si $\beta=1/6$ la variación de la aceleración es lineal entre \ddot{u}_i y \ddot{u}_{i+1} ; si $\beta = 1/4$ la aceleración es constante e igual a $1/2(\ddot{u}_i + \ddot{u}_{i+1})$; si $\beta = 1/8$ se tiene una variación escalonada de la aceleración. El método es incondicionalmente estable cuando $\beta < 1/4$.

Los pasos para aplicar el método β de Newmark son:

- 1) Iniciar con $u_0 = \dot{u}_0 = \ddot{u}_0 = f_r(0) = 0$
- 2) Se supone la aceleración \ddot{u}_{i+1} (se puede tomar el último valor calculado o cero en el caso inicial)

- 3) Se calcula la velocidad \dot{u}_{i+1} con la ecuación 3.4
- 4) Se calcula el desplazamiento u_{i+1} con la ecuación 3.5
- 5) Se calcula la aceleración \ddot{u}_{i+1} con la ecuación 3.3
- 6) Si la aceleración calculada es igual a la supuesta se continúa con el siguiente Δt en el paso 2; sino se repite desde el paso 3 usando la aceleración calculada en 5.

3.3.2 Análisis y Resultados

En la figura 3.7 se presenta el acelerograma usado para el análisis dinámico paso a paso de la estructura de un grado de libertad. El acelerograma empleado es parte del registrado en México, en la estación SCT el 19 de septiembre de 1985, en la componente E-O.

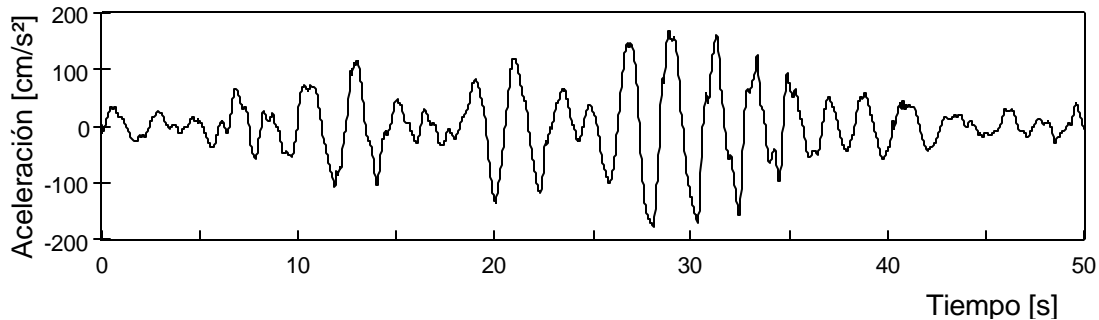


Figura 3.8 Parte del acelerograma SCT, componente E-O del 19 de septiembre de 1985

Para la realización del análisis se propusieron, para las propiedades de la estructura, las correspondientes a algunos de los especímenes de prueba a los que se ha hecho referencia en este trabajo.

Los datos usados fueron: rigidez inicial $R_{inicial} = 140$ t/cm; altura del muro $H = 240$ cm; fuerza cortante resistente (para el primer agrietamiento) $V_I = 25$ t; porcentaje de amortiguamiento crítico $\xi = 2\%$. La masa del sistema se fue variando hasta obtener un comportamiento con una respuesta importante dentro del rango inelástico pero lo suficientemente pequeña para que el sistema fuera estable. Así pues, en la figura 3.8 se presenta la respuesta del sistema utilizando los parámetros del modelo para muros sin refuerzo horizontal; el peso del sistema usado fue de 162 t. En la figura 3.9 se presentan los resultados al usar el modelo histerético para muros con refuerzo horizontal. En este caso se pudo aumentar el peso hasta 214 t alcanzando el sistema mayores desplazamientos y una notoria mejora en la estabilidad de los lazos histeréticos, así como en la energía disipada.

La respuesta dinámica obtenida responde adecuadamente al modelo histerético propuesto por lo que se puede proceder al análisis de estructuras más complejas en el siguiente capítulo.

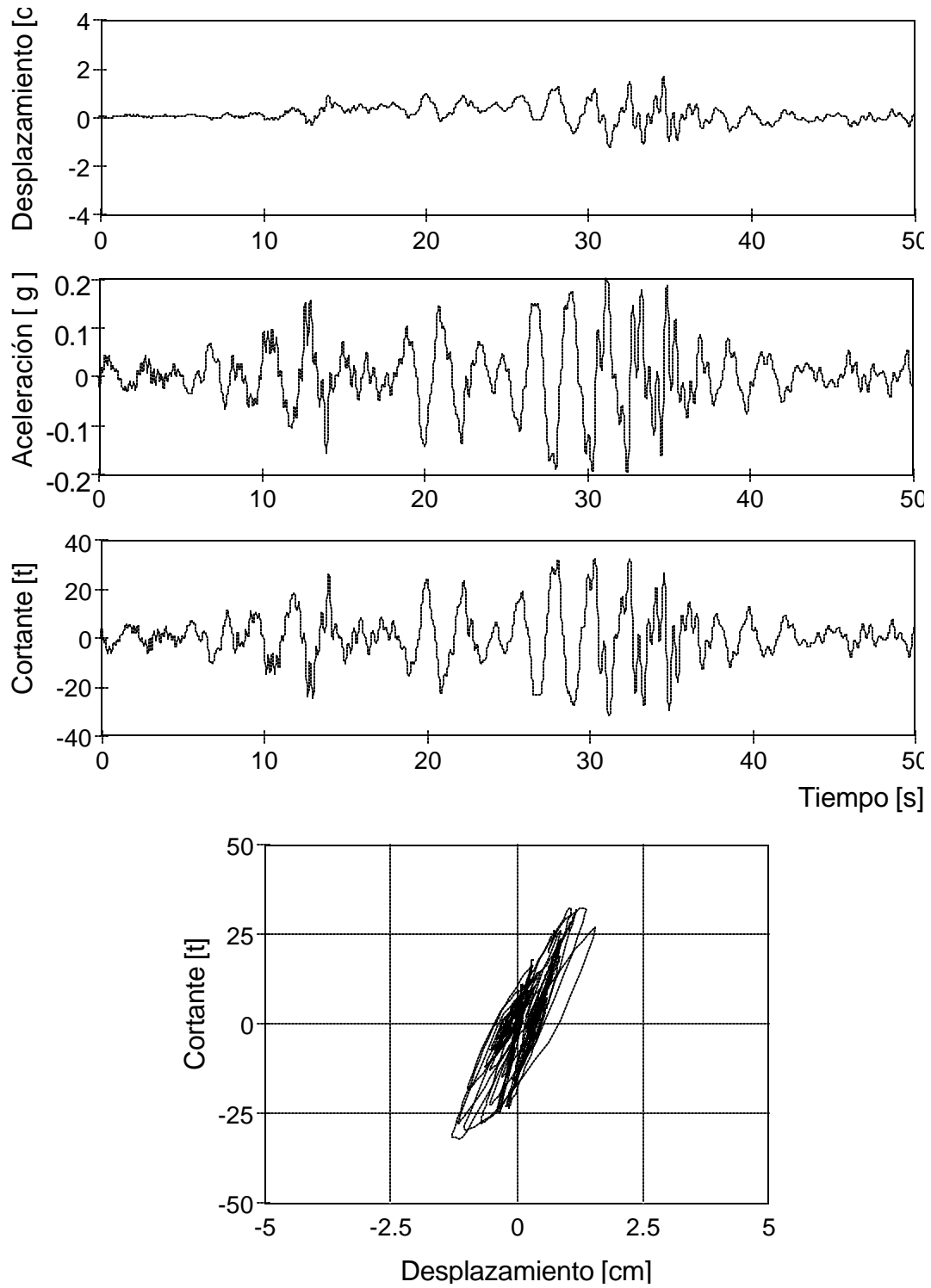


Figura 3.9 Resultados del análisis paso a paso usando el modelo histerético para muros de mampostería confinada sin refuerzo horizontal

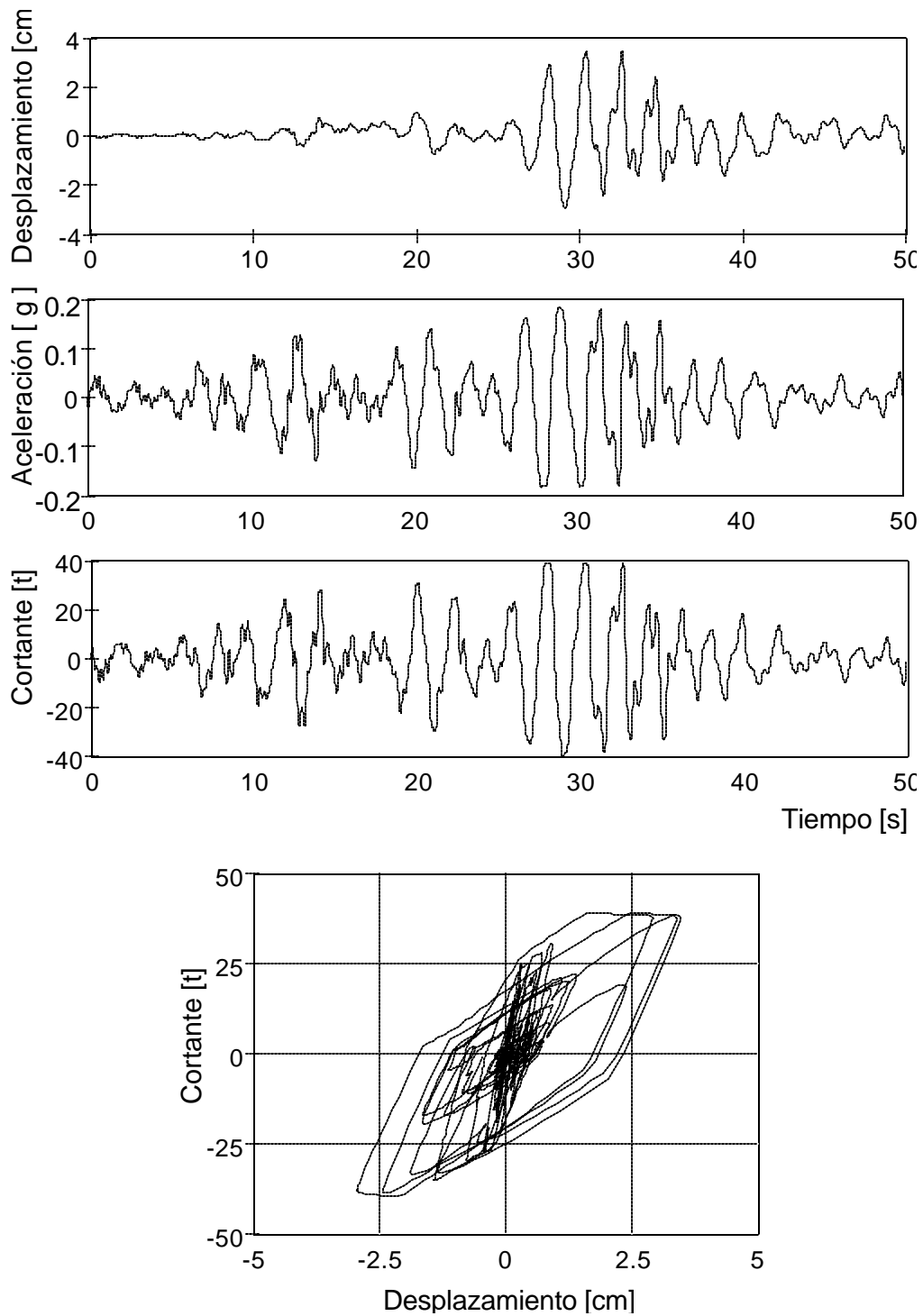


Figura 3.10 Resultados del análisis paso a paso usando el modelo histerético para muros de mampostería confinada reforzados horizontalmente

CAPÍTULO 4

APLICACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO

4.1 INTRODUCCIÓN

En la primera parte de este trabajo, capítulos uno a tres, se desarrolló y calibró un modelo analítico para representar el comportamiento histerético cortante-distorsión de muros de mampostería confinada hechos de tabique de barro recocido. Se propusieron parámetros para dos variantes: muros con y sin refuerzo horizontal. El modelo analítico se aplicó a los especímenes ensayados en el CENAPRED. Se obtuvo una buena correlación entre los resultados experimentales y la predicción analítica.

Los capítulos cuatro y cinco constituyen la segunda parte de este trabajo. En éstos se aplica el modelo analítico desarrollado a estructuras de mampostería empleando registros sísmicos reales.

La respuesta dinámica de una estructura es un fenómeno complejo en sí, el cual se aborda adoptando una serie de simplificaciones al generar el modelo matemático, aplicando métodos numéricos para la solución y usando criterios simplistas cuando se cumple con requisitos de regularidad, altura limitada, etc.

Una de las primeras simplificaciones es analizar a la estructura como elástica para después corregir esta respuesta con base en la ductilidad. Otra simplificación consiste en reducir los grados de libertad a desplazamientos laterales a nivel de losas y hacer el análisis en una sola dirección. Por tanto, el cálculo de las rigideces laterales se puede hacer ya sea mediante una condensación estática, que es un método matricial, o bien empleando fórmulas aproximadas de rigidez de entrepiso.

Una vez conocidas las rigideces laterales de la estructura se pueden calcular las frecuencias y los modos de vibrar, para que con ellos se calcule la respuesta sísmica aplicando un método espectral.

Para obtener la respuesta dinámica de una estructura existen dos métodos de cálculo: el análisis sísmico espectral y la solución paso a paso de la ecuación diferencial del movimiento.

El primer método sólo nos da la respuesta máxima de una estructura para diseño; para ello se utilizan los espectros de diseño de los reglamentos construidos a partir de los sismos representativos de cada lugar. En el segundo método se obtiene la historia del comportamiento de la estructura ante una excitación.

Para tomar en cuenta el efecto de la ductilidad de la estructura se dividen las fuerzas sísmicas entre un factor reductor que en el Distrito Federal depende del factor de comportamiento sísmico. Para que la estructura desarrolle una ductilidad considerable y, por tanto, se puedan reducir en forma importante las fuerzas, la estructura debe de poseer ciertas características en el detallado de sus elementos y en las propiedades de los materiales.

En este trabajo se realizan análisis paso a paso para calcular la respuesta sísmica de las estructuras modeladas

4.2 HERRAMIENTA DE COMPUTO PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO

En el inciso 3.3 se presentó el análisis de una estructura sencilla de un grado de libertad consistente de un muro para evaluar la bondad del modelo matemático. En este capítulo se presentan los resultados del análisis de estructuras más complejas, con diversos elementos en cada entrepiso y varios grados de libertad.

Existen diversas herramientas de análisis estructural, pero, por lo general, consideran elásticas a las estructuras. Para fines de investigación se han desarrollado programas de análisis no lineal para estructuras de acero y de concreto. Algunos no contemplan un elemento tipo muro y otros resultan demasiado complejos para modificar el código fuente. Ya que se pretendía integrar el modelo histerético por cortante para muros de mampostería, era necesario que el programa a usar fuera de comprobado funcionamiento, del que se tuviera acceso al código fuente y que, de preferencia, incluyera modelos para el elemento muro que pudieran ser modificados.

El programa seleccionado fue LARZ, para análisis no lineal de estructuras a base de marcos de concreto reforzado sujeto a movimiento sísmico. Fue desarrollado en la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign por M. Saiidi en noviembre de 1978 y modificado en junio de 1981; posteriormente, fue modificado por R. López en junio de 1986 y finalmente por R. Jordán en septiembre de 1989 en la Universidad de Texas en Austin. El programa fue escrito en lenguaje Fortran y puede tomar en cuenta diversos modelos histeréticos para la relación momento-rotación en vigas y columnas y momento-curvatura en muros. Posee una subrutina para considerar la no linealidad de la relación cortante-desplazamiento en muros de concreto reforzado.

4.2.1 Funcionamiento General del Programa LARZ

Este programa realiza el análisis bidimensional de edificios de concreto reforzado empotrados en su base sujetos a movimientos horizontales del terreno. Incorpora las siguientes suposiciones (Jordán, 1991):

- el edificio se idealiza como una serie de marcos planos ligados a nivel de losas por diafragmas rígidos;
- para la solución del movimiento considera un grado de libertad (GDL) traslacional por piso;
- supone las masas concentradas en cada nivel;
- desprecia la respuesta torsional del edificio;
- no incluye aceleraciones verticales;
- incluye deformaciones axiales en columnas pero dentro del rango elástico;
- toma en cuenta las deformaciones elásticas por cortante de vigas y columnas;
- considera la no linealidad de la respuesta de muros, vigas y columnas por flexión y de muros y nudos viga-columna por cortante; y
- puede incluir los momentos de segundo orden debidos a cargas gravitatorias (efecto P- Δ).

El algoritmo del programa, en términos generales es el siguiente:

- para cada paso de cálculo se forma la matriz de rigideces de la estructura. Para ello toma en cuenta la rigidez actual de cada elemento, que puede ser la rigidez inicial (elástica) o inelástica;
- se condensa la matriz de rigideces global para obtener la matriz de rigideces laterales con un GDL por nivel;
- se resuelve, para este paso de análisis, la ecuación de equilibrio dinámico obteniendo el incremento de desplazamiento, velocidad y aceleración para el sistema de múltiples grados de libertad. Para esto se aplica el método β de Newmark;
- con los desplazamientos de entrepiso se obtienen los elementos mecánicos (cortantes, momentos) de todos los elementos estructurales;

- aplicando las subrutinas correspondientes para las leyes de histéresis de cada elemento se verifica si es necesario hacer alguna corrección en su respuesta. Esta corrección se incorpora en el siguiente paso de cálculo (ver inciso 4.2.3). La rigidez del elemento se actualiza según la regla de histéresis;

- se continúa con el siguiente paso de cálculo.

4.2.2 Ecuación del Movimiento

La ecuación de equilibrio para un sistema de múltiples grados de libertad sujeto a la aceleración del terreno \ddot{s}_0 , escrita en su forma incremental es

$$[M]\{\Delta \ddot{u}\} + [C]\{\Delta \dot{u}\} + [K]\{\Delta u\} = -[M]\{1\}\Delta \ddot{s}_0 \quad (4.1)$$

donde $[M]$, $[C]$ y $[K]$ son las matrices de masas, amortiguamiento y rigidez tangente, respectivamente. Los vectores $\{\Delta \ddot{u}\}$, $\{\Delta \dot{u}\}$, y $\{\Delta u\}$ representan el incremento de aceleración, velocidad y desplazamientos, respectivamente. Resolviendo el sistema de ecuaciones (4.1) por el método de la aceleración promedio constante (Newmark, 1962), y si asumimos que conocemos la aceleración $\{\ddot{u}_n\}$, la velocidad $\{\dot{u}_n\}$ y el desplazamiento $\{u_n\}$ en un instante t_n , los incrementos de velocidad y de desplazamiento pueden ser calculados como

$$\Delta \dot{u} = \dot{u}_n \Delta t + \frac{1}{2} \Delta \ddot{u} \Delta t \quad (4.2)$$

$$\Delta u = \dot{u}_n \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_n (\Delta t)^2 + \frac{1}{4} \Delta \ddot{u} (\Delta t)^2 \quad (4.3)$$

en donde Δt es el incremento de tiempo de integración.

De la ecuación 4.3, el incremento en aceleración puede ser expresado como

$$\Delta \ddot{u} = 4 \frac{\Delta u}{(\Delta t)^2} - 4 \frac{\dot{u}_n}{\Delta t} - 2 \ddot{u}_n \quad (4.4)$$

Sustituyendo la ec. 4.4 en la ec. 4.2 tenemos

$$\Delta \dot{u} = 2 \frac{\Delta u}{\Delta t} - 2 \dot{u}_n \quad (4.5)$$

y sustituyendo las ecs. 4.4 y 4.5 en 4.1 nos da un sistema de ecuaciones lineales para el incremento de desplazamientos $\{\Delta u\}$ de la forma

$$[\bar{K}]\{\Delta u\} = \{P\} \quad (4.6)$$

donde

$$[\bar{K}] = \frac{4}{(\Delta t)^2} [M] + \frac{2}{\Delta t} [C] + [K] \quad (4.7)$$

$$\{P\} = [M] \left\{ \frac{4}{\Delta t} \{\dot{u}_n\} + 2\{\ddot{u}_n\} - \{1\}\ddot{s}_0 \right\} + 2[C]\{\dot{u}_n\} \quad (4.8)$$

Resuelta la ec. 4.6, el incremento en velocidad y aceleración se calculan con las ecs. 4.4 y 4.5 y sumando a u_n , \dot{u}_n y \ddot{u}_n se tienen los valores iniciales para el nuevo paso de integración.

4.2.3 Desbalance de Equilibrio Estático

La ecuación 4.1 se resuelve para cada paso de integración suponiendo que la matriz de rigideces tangentes no cambia durante el paso de carga considerado. Después de calcular el incremento de desplazamiento $\{\Delta u\}$ y con éste las fuerzas en los elementos, se determina si la matriz de rigideces debe ser actualizada si es que hay cambios en las rigideces de los elementos debidos a carga o descarga en el rango inelástico.

Si suponemos que para un instante dado y para un cierto elemento estructural nos encontramos en un punto P de su gráfica de comportamiento (ver fig. 4.1) y que se ha calculado un incremento de fuerza ΔF debido a un incremento de desplazamiento $\Delta\delta$, ya que se ha supuesto un incremento lineal en la respuesta del elemento según la rigidez actual, puede requerirse una corrección en el nivel de incremento de fuerza definido por el punto P' . Refiriéndonos a la figura 4.1 esta corrección se expresará como

$$\Delta Fu = \Delta F - \Delta Fc \tag{4.9}$$

Se puede calcular el vector de fuerzas correctivas $\{\Delta Ru\}$ asociado a los grados de libertad globales de la estructura. Por condensación estática se puede reducir este vector al vector de fuerzas equivalentes $\{\Delta Pu\}$ asociado a los GDL laterales de la estructura que debe ser añadido al vector de cargas $\{P\}$ laterales en el siguiente paso de tiempo de integración.

Si no se toma en cuenta esta corrección, se incurriría en una acumulación sistemática de error a menos que se tomara un incremento de tiempo de integración muy pequeño. En la referencia 20, Jordán muestra un ejemplo en donde se aprecia un error considerable al usar un incremento de tiempo de integración de 0.02 segundos; pero al usar un $\Delta t = 0.001$ s se obtiene casi exactamente la misma respuesta que usando $\Delta t = 0.02$ s y haciendo la corrección mencionada.

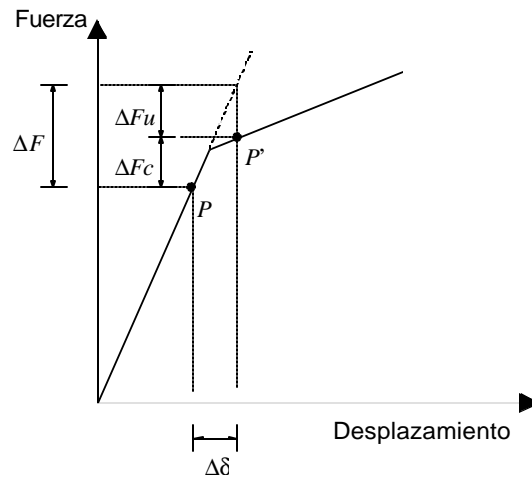


Figura 4.1 Corrección en la respuesta no-lineal

4.2.4 Amortiguamiento

La matriz de amortiguamiento se calcula como una combinación lineal de la matriz de masas y la matriz de rigideces iniciales.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K_0] \quad (4.10)$$

Esta formulación permite especificar valores de amortiguamiento para dos modos de vibrar de la estructura. Si ω_1 y ω_2 son las frecuencias naturales y ξ_1 , ξ_2 son la fracción de amortiguamiento crítico de esos dos modos, entonces

$$\alpha = 2\omega_1\omega_2 \frac{\xi_2\omega_1 - \xi_1\omega_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (4.11)$$

$$\beta = 2 \frac{\xi_1\omega_1 - \xi_2\omega_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (4.12)$$

4.2.5 Modificación del Programa LARZ

Para poder aplicar el modelo hysterético desarrollado en este trabajo fue necesario modificar el código fuente del programa LARZ. En la revisión del comportamiento de los muros de mampostería confinada realizada en el capítulo 1 se concluyó que el modo de falla de este tipo de muros es por cortante, tanto si no están reforzados horizontalmente como cuando lo están, aún con la cuantía cercana al mínimo.

Originalmente LARZ toma en cuenta el comportamiento no lineal a cortante con la aplicación de la carga creciente en los elementos muro siguiendo una envolvente trilineal. Se considera que la rama de descarga regresa linealmente al origen coordenado.

En el código se adicionó un parámetro que representa el modelo hysterético a cortante a utilizar. Con el dígito 0 se usa el modelo original para muros de concreto descrito arriba; con el número 1 se emplea el modelo propuesto para mampostería confinada sin refuerzo horizontal; y con el número 2 el modelo propuesto para mampostería confinada con refuerzo horizontal.

La subrutina que verifica la regla hysterética de cortante para muros requiere de los parámetros siguientes: datos de la envolvente trilineal del elemento, fuerza cortante actual para el elemento, incremento de cortante, desplazamiento actual de la parte superior del elemento con respecto a su base y rigidez actual a cortante.

La modificación de la subrutina fue relativamente sencilla ya que con los parámetros de entrada se verifica si el nuevo punto dentro de la curva de histéresis necesita ser corregido, corrigiendo la fuerza cortante y la rigidez a cortante del elemento. Un problema interesante fue que el algoritmo de LARZ propone una envolvente trilineal siempre creciente, es decir, las pendientes de las rectas de la envolvente son positivas. Se procedió a usar esta envolvente con el último tramo casi horizontal como se presenta en el esquema de la figura 4.2. La inspección de los resultados que se presentan en el próximo capítulo demuestra que en pocos casos se alcanzó este tramo por lo que se puede considerar que tomar así esta envolvente no influye en los resultados.

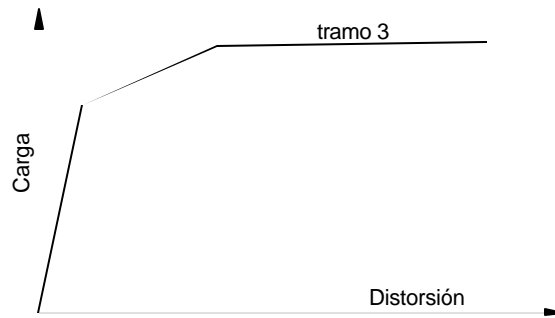


Figura 4.2 *Envoltorio cortante-desplazamiento para muros usada en LARZ*

4.3 VARIABLES DE ESTUDIO

Para estudiar el comportamiento de estructuras de mampostería confinada de barro recocido ante sismo en distintas regiones del país, se consideraron las siguientes variables como las más importantes que puedan afectar la respuesta:

- 1) número de niveles de la estructura;
- 2) registro sísmico aplicado en la base;
- 3) tipo de refuerzo de los muros de mampostería confinada; y
- 4) propiedades mecánicas de los materiales.

A continuación se describen los casos seleccionados para cada variable, sus características y las razones para su consideración.

4.3.1 Número de Niveles de la Estructura

En este estudio se analizó el comportamiento de una estructura de un piso y otra de tres niveles. Respecto a las plantas arquitectónicas se decidió estudiar dos casos:

- 1) una planta tipo de un proyecto real de vivienda; y
- 2) una planta diseñada para que cumpliera el mínimo de la reglamentación vigente.

La planta tipo de la estructura de un nivel analizada se muestra en la figura 4.4. Para la estructura de tres niveles se analizó el diseño del conjunto habitacional mostrado en la figura 4.5.

Se escogió al número de pisos de la estructura debido a que sus propiedades dinámicas son diferentes, y por tanto, su respuesta sísmica lo puede ser también.

La densidad de muros, en la dirección más desfavorable, es de 2.0% para la vivienda de un nivel y 3.8% para la estructura de tres niveles. La densidad de muros se calculó como el cociente del área de muros en la dirección de análisis entre el área de la planta. En la figura 4.3 se ubica la densidad de muros de las estructuras estudiadas.

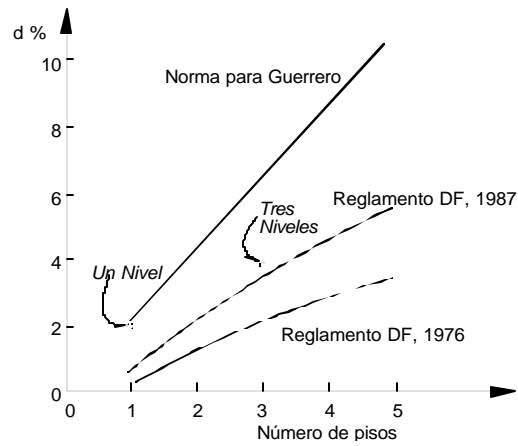


Figura 4.3 Comparación de la densidad de muros de las estructuras estudiadas la requerida por los reglamentos (Meli, 1994)

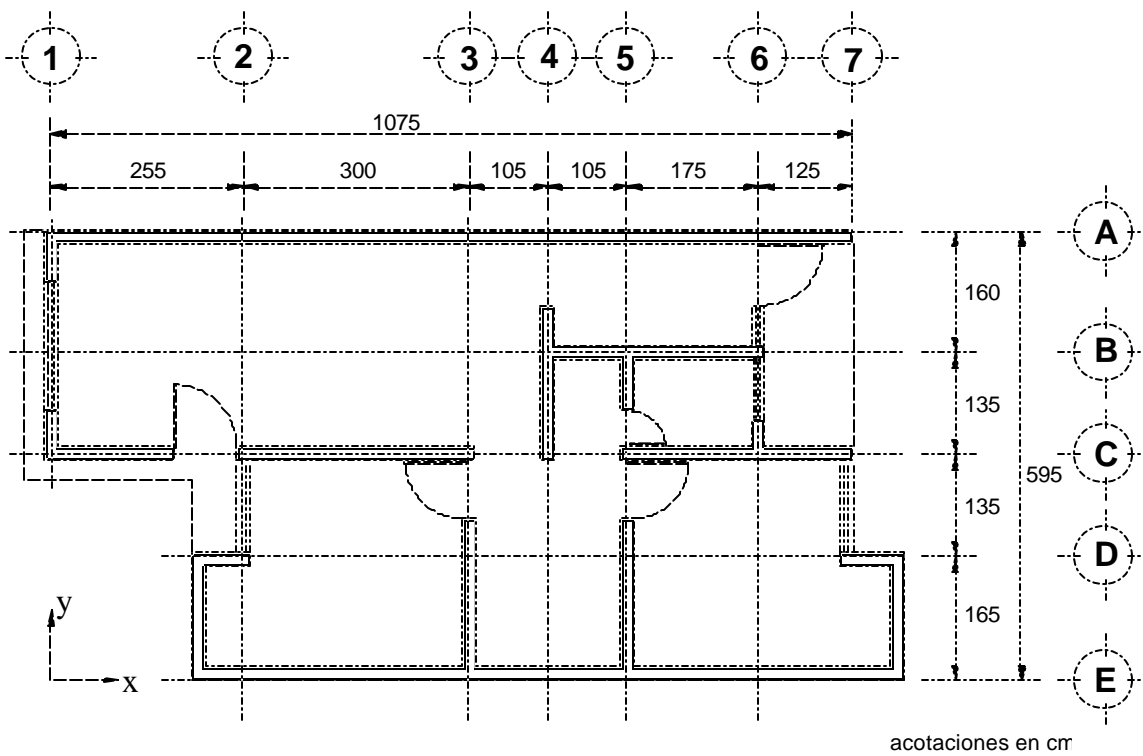


Figura 4.4 Planta tipo usada para la estructura de un nivel

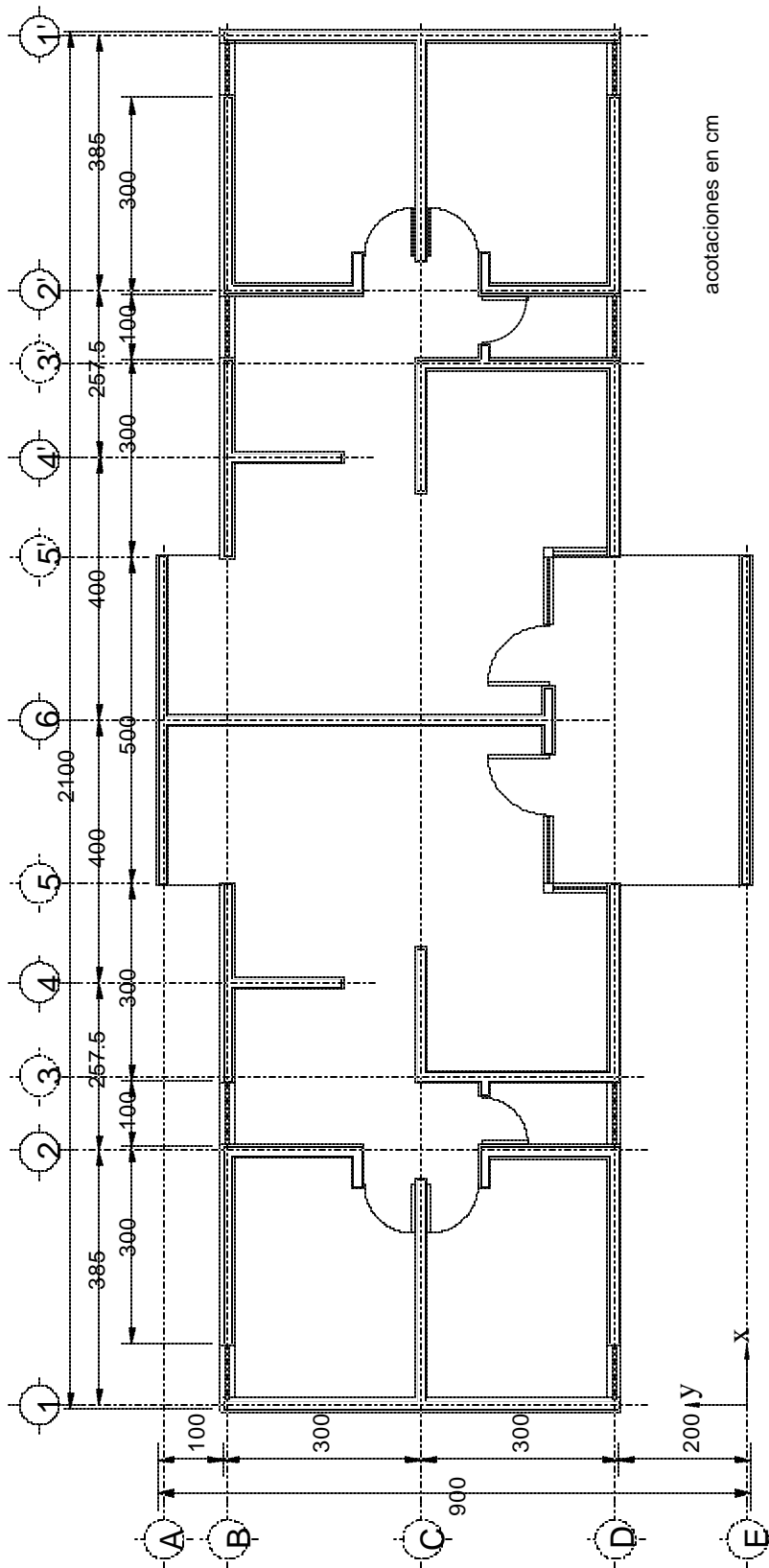


Figura 4.5 Planta tipo para la estructura de tres niveles

4.3.2 Sismos de Análisis

Para evaluar la respuesta ante diferentes tipos de sismos se incluyeron acelerogramas con diferente amplitud, duración y contenido de frecuencia. Ya que las estructuras de mampostería son rígidas, y por tanto, sus períodos naturales de vibración son bajos, exhibirán una mayor respuesta para sismos de período corto. Los registros seleccionados se muestran en la figura 4.6. El registro de periodo largo seleccionado fue el de la componente E-O del sismo del 19 de septiembre de 1985 de la estación SCT (magnitud 8.1). Los sismos de alta frecuencia empleados fueron registrados en la estación Diana en Acapulco, Gro. el 25 del abril de 1991 (magnitud 6.9), en la estación Llo-Lleo (Chile) el 3 de marzo de 1985 (magnitud 7.8), y en la Agencia Meteorológica de Kobe (Japón) el 17 de enero de 1995 (magnitud 7.2).

Se decidió estudiar la respuesta ante los registros de Llo-Lleo y Kobe ya que fueron sismos con altas aceleraciones en el rango de altas frecuencias (ver fig.4.6). La comparación de la respuesta de las estructuras de las figuras 4.4 y 4.5 ante los registros de SCT y aquellos con un contenido de frecuencias alto permitirá evaluar el efecto de sismos de foco cercano y de foco lejano con efectos locales del suelo (México 1985).

Además se usó un sismos sintético creado a partir del sismo de Acapulco del 25 de abril de 1991. Este registro se tomó como función de Green para obtener un sismo de magnitud 8.2 (Ordaz, 1993).

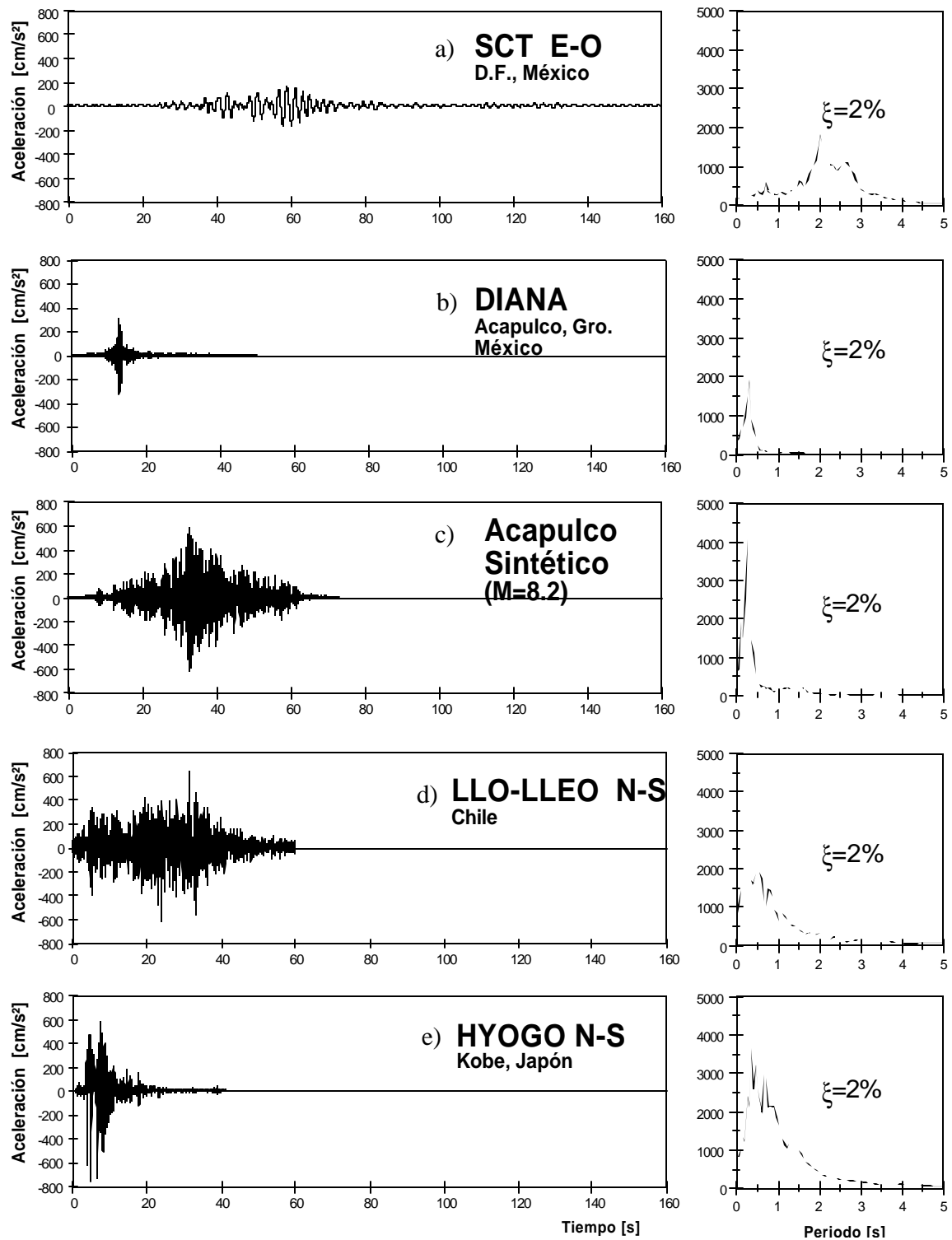


Figura 4.6 Acelerogramas y espectros elásticos de respuesta de los sismos considerados en el estudio

4.3.3 Tipo de Refuerzo

Se consideraron dos variantes: muros de mampostería confinada tradicional (sin refuerzo horizontal) y mampostería confinada con refuerzo horizontal. Estos dos casos son los contemplados en el desarrollo del modelo analítico presentado en la primera parte de este trabajo. Este modelo fue desarrollado y calibrado para estructuras de mampostería confinada hechas a base de tabique de barro recocido hecho a mano ensayadas en el CENAPRED.

Los requisitos que señala el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (DDF, 1989) para considerar los muros como confinados son muy concisos y se presentan a continuación:

- las dadas o castillos tendrán como dimensión mínima el espesor del muro;
- la resistencia del concreto a compresión no será menor de 150 kg/cm²;
- el refuerzo longitudinal estará formado por lo menos de tres barras con cuantía no inferior a $0.2f_c'/f_y$;
- el área del refuerzo transversal no será inferior a $\frac{1000 s}{f_y d_c}$, donde d_c es el peralte del castillo y s la separación de estribos;
- la separación de estribos s no excederá de d_c ni de 20 cm;
- existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios de muros a una separación no mayor que vez y media su altura, ni 4 m;
- existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado de al menos 15 cm de peralte;
- existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m;
- la relación de altura a espesor del muro no excederá de 30.

Para considerar a un muro como reforzado horizontalmente, éste debe cumplir con una cuantía mínima de acero (DDF, 1989). La cuantía p_h debe cumplir con

$$p_h \geq 0.0002 v^* \left(1 + 0.2 \frac{P}{v^* A_T} \right) \frac{4200}{f_{y,h}} \geq 0.0005 \quad (4.13)$$

Para evitar el aplastamiento del puntal de compresión que se desarrolla en un muro de mampostería con refuerzo horizontal para resistir las fuerzas laterales, se ha propuesto un límite superior para la cuantía de refuerzo horizontal (Alcocer, 1994b; Díaz, 1995)

$$p_h \leq 0.3 \frac{f_m^*}{f_{y,h}} \leq 0.002 \quad (4.14)$$

donde

$$p_h = A_{sh}/st \quad (4.15)$$

y

- p_h es la cuantía de refuerzo horizontal en el muro;
- A_{sh} es el refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación s ;
- v^* es el esfuerzo cortante de diseño;
- P es la carga axial que obra sobre el muro, sin factor de carga;
- A_T es el área bruta de la sección transversal del muro (área en planta);
- f_m^* es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería; y
- $f_{y,h}$ es el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal.

Se estudió el tipo de refuerzo horizontal en el muro para evaluar el efecto en la respuesta de estructuras ante sismos con diferentes aceleraciones y duraciones. Se creyó conveniente explorar la conveniencia de colocar refuerzo horizontal en muros de pisos inferiores para mejorar el comportamiento. Aún más, su consecuente impacto en la respuesta puede justificar su empleo en vez de muros de concreto para resistir las fuerzas laterales inducidas por los sismos.

4.3.4 Resistencia de la Mampostería

Los valores de la resistencia, así como de los módulos de elasticidad de la mampostería, son la última variable de este estudio. Como valores teóricos se utilizaron las resistencias de diseño recomendadas en el RDF (DDF, 1989). Además se contó con datos experimentales obtenidos de recientes estudios realizados en el CENAPRED. Se consideró interesante estudiar la sensibilidad de los resultados ante variaciones de las resistencias y módulos de rigidez.

Para piezas de barro recocido unidas con mortero tipo I, las NTC del RDF (DDF, 1989) señalan un valor de resistencia a compresión $f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$, que en muros confinados se puede aumentar en 4 kg/cm^2 . En mampostería confinada con refuerzo interior el valor para la mampostería no reforzada se puede aumentar en 25% pero no más de 7 kg/cm^2 .

El esfuerzo cortante de diseño para este tipo de piezas, según la anterior referencia, es de $v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$. Si se cumple con la cuantía mínima de refuerzo horizontal, la fuerza cortante resistente se puede aumentar en 25%.

En la misma referencia se señala que el módulo de elasticidad para tabique de barro y ante cargas de corta duración se puede calcular en forma aproximada como $E_m = 600 f_m^*$, y el módulo de cortante como $G_m = 0.3 E_m$.

Los resultados de pruebas de materiales del programa experimental del CENAPRED se presentaron en la tabla 2.1. Esta información, junto con los resultados de un programa de ensayos de materiales realizado en dicho Centro y no publicado aún, se presenta resumida en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Propiedades de la mampostería teóricas y experimentales, en kg/cm²

Procedencia	f_m^*	v^*	E_m	G_m
Valores teóricos RDF, mampostería confinada				
Sin refuerzo horizontal	19	3.5	11 400	3 420
Con refuerzo horizontal	23	3.5	13 650	4 095
Programa experimental, CENAPRED¹				
Primera fase	41	6.7	24 600	9 100
Segunda fase	52	4.3	31 200	8 015
Tercera y cuarta fases	38	4.2	15 240	9 290
Quinta fase	26	2.9	7 285	4 300
Programa de Pruebas de Materiales¹				
Puebla	43	4.8	10 700	4 100
Cuernavaca	28	4.2	10 300	4 500
Querétaro	25	3.7	8 000	3 800
Toluca	26	2.8	7 500	2 200
Promedio de valores experimentales	35	4.2	14 350	5 660
Coeficientes de variación (c_v)	(0.29)	(0.29)	(0.62)	(0.48)

¹ Obtenidos de probetas sin refuerzo interior

En este estudio se emplearon las propiedades teóricas del RDF que se denominarán en lo sucesivo valores de reglamento, y los valores experimentales promedio como propiedades de laboratorio

4.4 REVISIÓN DE LAS ESTRUCTURAS CON RDF Y CFE

En este subcapítulo se calcula la resistencia de las estructuras según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, a fin de comparar estos valores con los resultados del análisis dinámico no lineal. Se calculan las acciones sísmicas con los espectros de diseño del RDF y de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1994).

4.4.1 Análisis de Cargas

En la figura 4.7 se presentan los pesos de los elementos considerados para las cargas en la estructura.

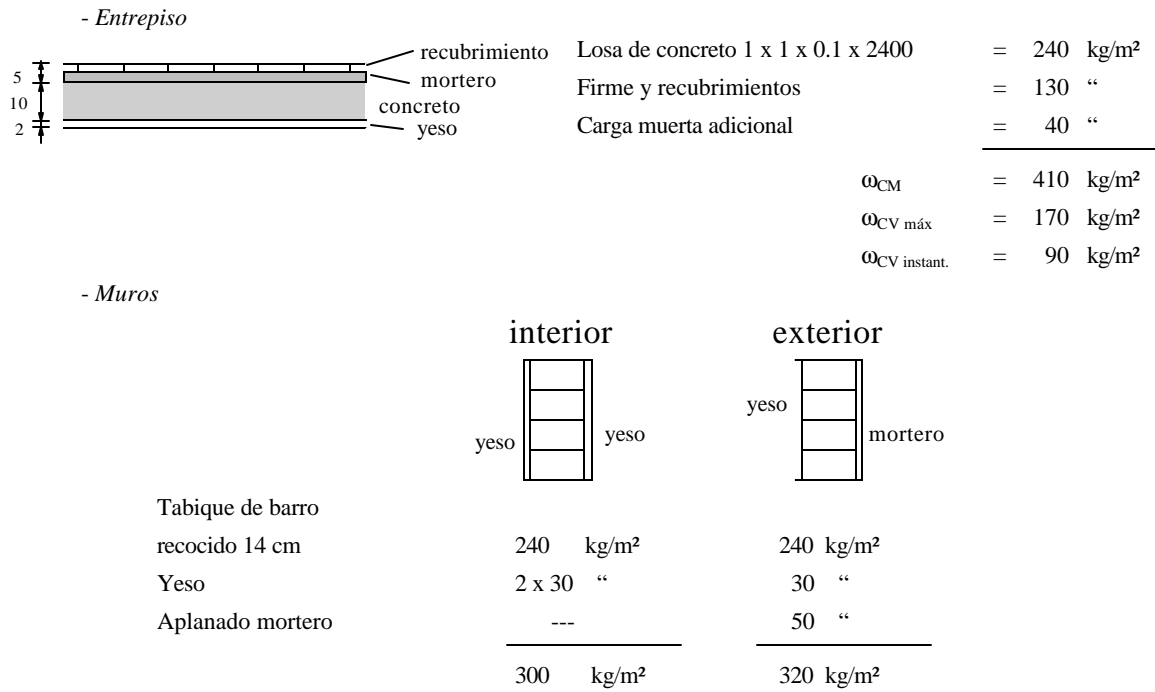


Figura 4.7 Definición de las cargas

4.4.2 Peso de los Entrepisos

Para el análisis sísmico se consideró la carga viva instantánea señalada en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. En las tablas 4.2 y 4.3 se resume el cálculo del peso de los entrepisos de las estructuras analizadas.

Tabla 4.2 Cálculo del peso de la vivienda de un nivel

Elemento	Area [m ²]	P _{máx} [t]	P _{instant.} [t]
Entrepiso	60.9	35.3	30.5
Muros exteriores	34.3	11.0	--
Muros interiores	20.1	6.0	--
Pretil	16.7	5.3	--

Peso del nivel : $W_{máx} = 57.6 \text{ t}$
 $W_{inst.} = 52.8 \text{ t}$

Tabla 4.3 Cálculo del peso de la estructura de tres niveles

Elemento	Area [m ²]	P _{máx} [t]	P _{instant.} [t]
Entrepiso	141.0	81.8	70.5
Muros exteriores	115.0	36.8	--
Muros interiores	95.0	28.5	--

Peso de cada nivel : $W_{\text{máx}} = 147.1 \text{ t}$
 $W_{\text{inst.}} = 135.8 \text{ t}$

Es interesante hacer notar que el peso máximo por m^2 en planta para la estructura de un nivel y de tres niveles resultó 0.95 t y 0.96 t respectivamente por lo que la regla simplista de estimar 1 t/ m^2 es bastante precisa. Por otro lado, el peso máximo fue 9 y 8% superior a los pesos máximos para las estructuras de uno y tres pisos respectivamente. Por ello el error de no tomar el peso instantáneo hubiera sido pequeño.

4.4.3 Resistencia ante Carga Lateral

Las fuerzas cortantes sísmicas V_i , multiplicadas por el factor de carga se comparan con la resistencia lateral del entrepiso que se calcula como la suma de las fuerzas cortantes resistentes de los muros en cada dirección de análisis. El factor de carga a usar para el caso de acciones accidentales es de $F_C = 1.1$.

Para el cálculo de la resistencia lateral de los muros se empleó la ecuación (DDF, 1989)

$$V_R = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v^* A_T \quad (4.16)$$

donde

V_R es la fuerza cortante resistente de diseño;
 F_R es el factor de reducción de resistencia, igual a 0.7 para muros confinados;
 v^* es el esfuerzo cortante medio de diseño. Según el RDF, para tabique de barro recocido, unido con mortero tipo I, se puede tomar igual a 3.5 kg/ cm^2 ;
 P es la carga vertical sin factorizar que actúa sobre el muro; se deberá tomar aquella que fue calculada con la carga viva instantánea; y
 A_T es el área total del muro. Para muros cortos se deberá reducir, tal que

$$A_T = L \cdot t \leq (1.33 L/h)^2 L \cdot t \quad (4.17)$$

donde

L es la longitud del muro;
 t es el espesor del muro; y
 h es la altura del muro.

La resistencia lateral de las estructuras analizadas se presenta más adelante en la tabla 4.7. El cálculo se hace muro por muro y al final se suman los cortantes resistentes.

4.4.4 Fuerza Actuante de Diseño

4.4.4.1 Método simplificado

Aplicando el método simplificado de diseño sísmico y, según la tabla 7.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (DDF, 1987), para muros de piezas macizas y estructuras con altura menor de 4 m (un piso) en zona III, el coeficiente sísmico reducido se tomará como $c/Q' = 0.13$; y para altura entre 7 y 13 m (tres pisos) tenemos $c/Q' = 0.19$.

La distribución de las fuerzas sísmicas por nivel se realiza mediante la expresión

$$F_i = \left(\frac{c}{Q'} \cdot \frac{SW_i}{SW_i h_i} \right) \cdot W_i h_i \quad (4.18)$$

donde

- F_i es la fuerza horizontal aplicada en el nivel i ;
- c/Q' es el coeficiente sísmico reducido;
- W_i es el peso del nivel i calculado usando la carga viva instantánea; y
- h_i es la altura del nivel i (desde el terreno hasta el nivel de la losa).

Además V_i es la fuerza cortante que actúa en cada entrepiso (suma acumulada de fuerzas horizontales a partir del nivel superior).

Como ejemplo del cálculo se presenta el caso de la estructura de tres niveles

Tabla 4.4 Cálculo de las fuerzas sísmicas por nivel. Estructura de tres niveles, dirección Y

Nivel	Entrepiso	h_i [m]	W_i [t]	$W_i h_i$ [t·m]	F_i [t]	V_i [t]
3	3	7.5	135.8	1018.5	38.7	38.7
2	2	5.0	135.8	679.0	25.8	64.5
1	1	2.5	135.8	339.5	12.9	77.4
		SUMAS	407.4	2037.0		

El cortante en la base se obtiene simplemente como

$$V_b = c/Q' \cdot W_{tot} \quad (4.19)$$

4.4.4.2 Espectros de diseño

Adicionalmente al método simplificado, se pueden obtener los coeficientes sísmicos a partir de los espectros de diseño para la zona sísmica de interés. Para ello se debe estimar el periodo natural de vibración de la estructura. Este se puede calcular en forma matricial o con métodos numéricos si se conocen las rigideces; también se pueden aplicar fórmulas simplificadas.

El cálculo matricial de los períodos consiste en encontrar las frecuencias ω para las cuales el siguiente determinante se satisface (Bazán, 1992)

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 \quad (4.20)$$

donde

- $[K]$ es la matriz de rigideces;
- $[M]$ es la matriz de masas; y
- ω es la frecuencia natural circular.

Una fórmula más simple, es la que presenta como alternativa el RDF (DDF, 1987)

$$T = 6.3 \left(\frac{SW_i x_i^2}{g SF_i x_i} \right)^{1/2} \quad (4.21)$$

donde W_i , F_i y x_i son el peso, la fuerza horizontal y el desplazamiento en el nivel i .

También se puede aplicar una fórmula más simplista para el caso de estructuras con apreciable cantidad de muros o contravientos (Bazán, 1992)

$$T \approx 0.09 H / \sqrt{L} \quad (4.22)$$

Para estructuras de un solo grado de libertad el cálculo es directo y es tan exacto como exacta sea la estimación de la rigidez. En este caso

$$T = 2p \sqrt{m/k} \quad (4.23)$$

Para el cálculo de la rigidez de cada entrepiso se empleó las recomendaciones presentadas en el apéndice A. El resultado se comparó con el obtenido del programa LARZ en forma estática y para un rango elástico-lineal de comportamiento de los materiales, que correspondió a usar el método de columna ancha. Las rigideces de cada planta tipo se presentan en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 Rigideces de entrepiso de los edificios de estudio, en t/cm

Edificio	Dirección	Aproximado (usando el apéndice A)	Exacto (con el programa LARZ)
Un nivel	X	642.6	665.6
	Y	207.7	218.6
Tres niveles	X	1064.0	850.0
	Y	803.2	587.0

Con las rigideces obtenidas por ambos métodos se calcularon los periodos naturales de vibración; en la tabla 4.6 se incluyen estos resultados.

Tabla 4.6 Periodos naturales de vibración de las estructuras según diversos criterios, en segundos

Edificio	Dirección	Ecuación 4.22	Ecuación 4.21	Ecuación 4.20 (con rigideces de entrepiso aproximadas)	Programa LARZ
Un nivel	X	0.071	0.057	0.057	0.057
	Y	0.096	0.101	0.101	0.099
Tres niveles	X	0.147	0.161	0.161	0.221
	Y	0.225	0.186	0.185	0.289

Con los periodos de vibración calculados con la ec. 4.21 se obtuvieron las ordenadas espectrales de diseño según la región sísmica. La regionalización sísmica y los parámetros de los espectros de diseño según el Manual de Obras Civiles de CFE (CFE, 1994) y para el D.F. se presentan resumidos en las figuras 4.8 y 4.9.



Figura 4.8 Regionalización sísmica de la República Mexicana (CFE, 1994)

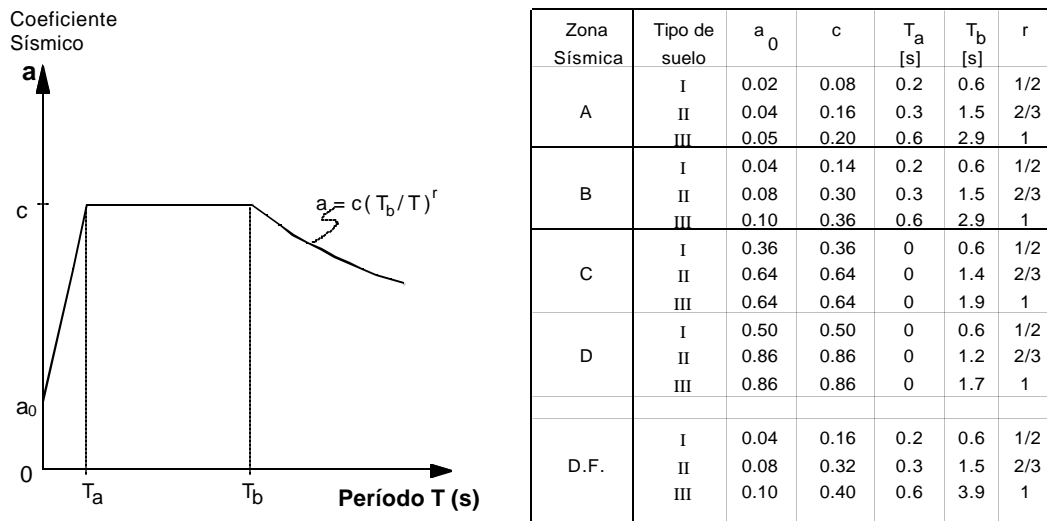


Figura 4.9 Parámetros para el espectro de diseño. Estructuras del grupo B

Según el RDF (DDF, 1987) se puede tomar el factor de comportamiento sísmico igual a dos ($Q=2$) cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos y dadas si se satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas. El factor reductivo Q' será igual a Q si se desconoce el período T de la estructura o si $T > 3T_a$. Q' varía entre 1 y Q si $T < T_a$.

El cortante basal de diseño, así como los cortantes resistentes se presentan en la tabla 4.7 para la dirección más desfavorable (dirección Y, ver figs. 4.4 y 4.5). El factor de carga usado fue 1.1 y el factor de resistencia se tomó como 0.7. En esta tabla la resistencia según el RDF para suelo tipo III se calculó con el espectro de diseño y usando Q' reducido. Para la estructura de tres niveles la resistencia calculada es para la planta baja. En su caso, el refuerzo horizontal se colocó en todos los muros de la planta.

Tabla 4.7 Resistencia lateral y cortante basal actuante en las estructuras analizadas

Edificación	V_R [t]	V_u [t]		
		RDF método simplificado	RDF suelo tipo III	CFE Zona D suelo tipo III
Un nivel (sin refuerzo horizontal)	18.0			
Un nivel (con ref. horiz. mínimo)	22.5	7.5	7.5	25.0
Un nivel (con ref. horiz. máximo)	46.1			
Tres niveles (sin refuerzo horizontal)	92.9			
Tres niveles (con ref. horiz. mínimo)	116.1	85.1	66.3	192.7
Tres niveles (con ref. horiz. máximo)	160.7			

4.5 RESULTADOS PRINCIPALES

En esta sección se presentan los resultados principales de la aplicación del modelo matemático al análisis dinámico no-lineal de las estructuras tipo de la sección 4.4. En la tabla 4.8 se incluye la nomenclatura para cada caso de análisis y la combinación de variables que representa. En la misma tabla se anota si la estructura sobrevivió o colapsó ante el sismo aplicado. Se consideró que una estructura colapsó cuando ocurrió una inestabilidad numérica en el análisis, tal que se abortó el programa al ocurrir una división entre cero en la solución del sistema de ecuaciones. En las figuras 4.10 y 4.11 se muestran las gráficas cortante basal-distorsión obtenidas de algunos de los casos analizados.

Tabla 4.6 Casos estudiados y comportamiento ante el sismo aplicado

Caso	Variables	Colapso	Figura
1SSR	Un nivel, sismo SCT , Sin refuerzo horizontal, propiedades según el RDF		
1ASR	Un nivel, sismo Acapulco , Sin refuerzo horizontal, propiedades según el RDF		4.10 a
1LISR	Un nivel, sismo Llo-Lleo , Sin refuerzo horizontal, propiedades según el RDF	X	
1KSR	Un nivel, sismo Kobe , Sin refuerzo horizontal, propiedades según el RDF	X	4.10 b
1A ₁ SR	Un nivel, sismo sintético para Acapulco , Sin refuerzo horizontal, propiedades según el RDF	X	
1A ₁ SL	Un nivel, sismo sintético para Acapulco , Sin refuerzo horizontal, propiedades de Laboratorio	X	
1A ₁ C ₁ R	Un nivel, sismo sintético para Acapulco , Con refuerzo horizontal mínimo, propiedades según el RDF	X	

1A ₁ C ₂ R	Un nivel, sismo sintético para Acapulco, Con refuerzo horizontal máximo, propiedades según el RDF		4.10 c
1LIC ₁ R	Un nivel, sismo Llo-Lleo, Con refuerzo horizontal mínimo, propiedades según el RDF	X	
1LIC ₂ R	Un nivel, sismo Llo-Lleo, Con refuerzo horizontal máximo, propiedades según el RDF	X	
1KC ₁ R	Un nivel, sismo Kobe, Con refuerzo horizontal mínimo, propiedades según el RDF	X	
1KC ₂ R	Un nivel, sismo Kobe, Con refuerzo horizontal máximo, propiedades según el RDF		
3SSR	Tres niveles, sismo SCT, Sin refuerzo horizontal, propiedades según el RDF		4.11 a
3ASR	Tres niveles, sismo Acapulco, Sin refuerzo horizontal, propiedades según el RDF		4.11 b
3A ₁ SR	Tres niveles, sismo sintético para Acapulco, Sin refuerzo horizontal, propiedades según el RDF	X	
3A ₁ C ₁ R	Tres niveles, sismo sintético para Acapulco, Con refuerzo horizontal mínimo, propiedades según el RDF		4.11 c
3KC ₁ R	Tres niveles, sismo Kobe, Con refuerzo horizontal mínimo, propiedades según el RDF	X	
3LIC ₁ R	Tres niveles, sismo Llo-Lleo, Con refuerzo horizontal mínimo, propiedades según el RDF	X	
3LIC ₂ R	Tres niveles, sismo Llo-Lleo, Con refuerzo horizontal máximo, propiedades según el RDF	X	

Nomenclatura: NXYZ

- N se refiere al número de pisos de la estructura;
 X indica el sismo de análisis;
 Y señala el tipo de refuerzo:
 Sin refuerzo = S
 Con refuerzo mínimo = C₁
 Con refuerzo máximo = C₂
 Z señala la resistencia considerada para los materiales:
 Según RDF = R
 Según laboratorio de CENAPRED = L

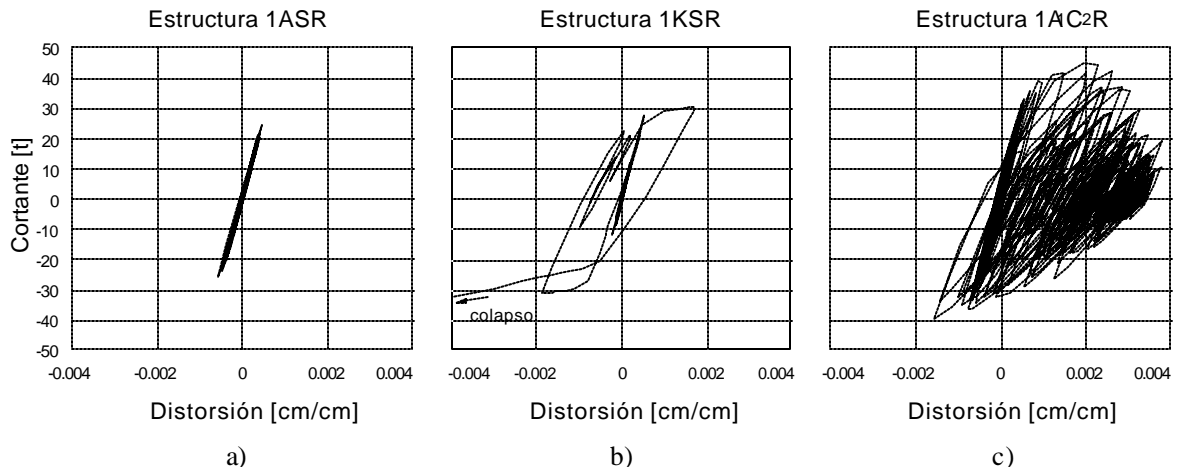


Figura 4.10 Respuesta histerética de la estructura de un nivel

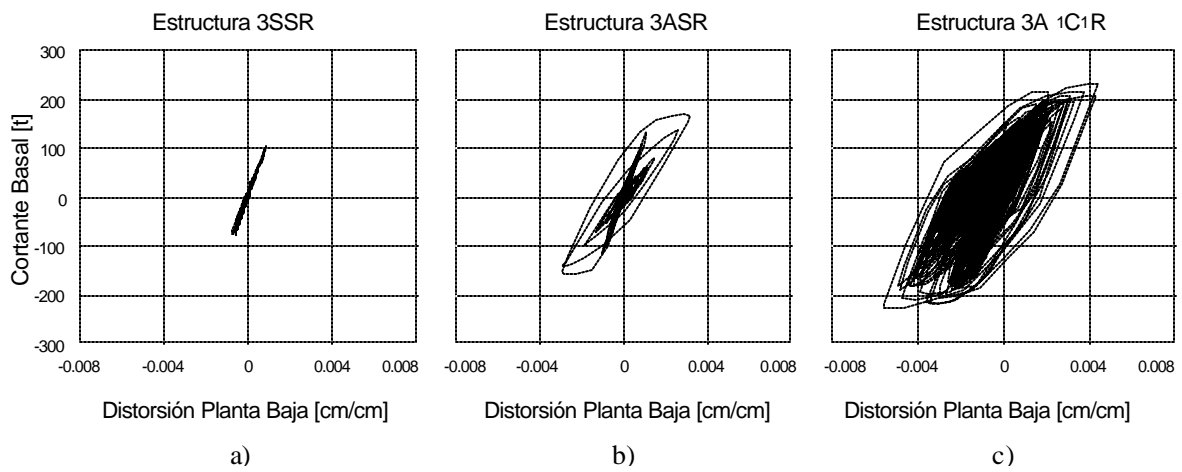


Figura 4.11 Respuesta histerética de la estructura de tres niveles

CAPÍTULO 5

DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS

Con base en el modelo matemático para muros de mampostería confinada propuesto en la primera parte de este trabajo, se realizó el análisis dinámico paso a paso de dos tipos de estructuras (de uno y tres pisos) con variaciones en algunas de sus características estructurales (cuantía de refuerzo horizontal, propiedades mecánicas de la mampostería). Previamente se calculó el cortante basal resistente según la práctica común siguiendo lo establecido en los reglamentos. Al aplicar una solicitación sísmica a una estructura modelada con propiedades inelásticas se puede llegar a presentar la inestabilidad numérica en la solución del sistema de ecuaciones o la no convergencia del método. Esto equivale, en la estructura real, al colapso. Inclusive si la modelación matemática sobrevive numéricamente al sismo, se debe revisar si la estructura verdadera realmente tiene la capacidad de deformación que se solicita en el análisis. Debido a esto, uno de los principales resultados obtenidos al aplicar las distintas solicitaciones sísmicas a las estructuras analizadas fue la supervivencia o el colapso de la misma.

En este capítulo se incluyen las gráficas de respuesta de sólo algunos de los casos estudiados. En las gráficas cortante-distorsión se distingue el correcto funcionamiento del modelo matemático a pesar de que a primera vista parecen distintas de las respuestas obtenidas de laboratorio (ver figuras en el capítulo 1). Esto se debe a que en los ensayos de laboratorio, después del agrietamiento inclinado, se controla la prueba por desplazamiento con una historia de distorsiones cuidadosamente aplicada. Estas distorsiones son siempre crecientes y simétricas para los ciclos en ambas direcciones de carga.

En los casos estudiados se contó con una resistencia de la estructura bien definida y unos pocos registros sísmicos para los cuales las estructuras debían tener suficiente resistencia y capacidad de deformación. En la mayoría de casos que indican el colapso, la respuesta histerética hasta antes del mismo, mostró una reducida incursión en el rango inelástico caracterizada por curvas de histéresis delgadas. La inestabilidad numérica se presentó durante algún pulso de aceleración del terreno asociado, por lo general, con solicitaciones asimétricas que dañan a la estructura en un sentido mucho más que en el otro. En otros casos, la capacidad de la estructura fue la suficiente para que sobreviviera al sismo, presentando una respuesta histerética con rizados amplios y con apreciable simetría.

Entre las razones de la inestabilidad numérica detectada durante la convergencia del análisis están el deterioro de la rigidez y de la resistencia de los muros. Los resultados contrastarían con aquéllos que se obtendrían empleando un modelo elastoplástico.

5.1 ESTRUCTURA DE UN NIVEL

La estructura de un nivel analizada (fig. 4.4) se tomó de una planta tipo de un diseño real construido en la zona sísmica D (ver fig. 4.8). El peso de la estructura fue de 52.8 t. El análisis se realizó en la dirección más desfavorable (dirección Y) cuya resistencia es de 18.0 t, según el método simplificado. Para el D.F. la acción sísmica de diseño se calculó como 7.5 t, mientras que para el litoral del Pacífico sur del país, el cortante basal de diseño resultó de 25.0 t. De aquí se observa que, en principio, la estructura no satisface la resistencia requerida en la zona de alta sismicidad. Comparando las resistencias y capacidades usando factores de seguridad unitarios (valores nominales), la resistencia sería de 25.7 t, mientras que las acciones en el D.F. y Acapulco serían de 6.8 y 22.7 t, respectivamente.

Los principales resultados numéricos se presentan en la tabla 5.1; la explicación de la nomenclatura de los casos se puede encontrar en la tabla 4.8. No se anotan las respuestas máximas para las estructuras que

colapsaron. En dicha tabla, W_T es el peso total de la estructura; entre paréntesis se anotan los valores correspondientes a la respuesta elástica-lineal de la estructura. Para este caso se hizo el análisis suponiendo una resistencia de fluencia muy elevada

Tabla 5.1 Respuesta de la estructura de un nivel

Caso		Aceleración máxima	Distorsión máxima	Cortante Basal Vb_{max}
		[g]	[%]	[t]
1SSR	✓	0.18 (0.19)	0.018 (0.017)	9.7 (9.74)
1ASR	✓	0.49 (0.46)	0.056 (0.043)	26.0 (24.3)
1LISR	⇓	- (1.55)	- (0.140)	- (81.6)
1KSR	⇓	- (0.99)	- (0.093)	- (52.3)
1A ₁ SR	⇓	- (1.57)	- (0.146)	- (82.6)
1A ₁ SL	⇓	- (1.07)	- (0.072)	- (56.6)
1A ₁ C ₁ R	⇓	- (1.52)	- (0.119)	- (80.3)
1A ₁ C ₂ R	✓	0.85 (1.52)	0.378 (0.119)	44.8 (80.3)
1LIC ₁ R	⇓	- (1.51)	- (0.119)	- (79.4)
1LIC ₂ R	⇓	- (1.51)	- (0.119)	- (79.4)
1KC ₁ R	⇓	- (0.92)	- (0.071)	- (48.3)
1KC ₂ R	✓	0.76 (0.92)	0.306 (0.071)	40.3 (48.3)

✓ = sobrevivencia al sismo;

⇓ = colapso.

Observando la respuesta elástica para los sismos de Japón y Chile, (K y LI en la nomenclatura de los casos) es notoria la gran demanda de resistencia que inducen en este tipo de estructuras.

Como se puede notar en la tabla 5.1, la estructura analizada no experimentó ningún daño al someterla al registro sísmico de SCT en la zona de lago de la ciudad de México y soporta con ligeros agrietamientos el sismo de Acapulco. Este resultado concuerda con la comparación de capacidades y cargas calculadas con factores de seguridad unitarios. Es conveniente señalar, sin embargo, que para fines de diseño, esta estructura no se habría aceptado en la región sísmica de Acapulco. Se analiza la estructura ante un sismo sintético en Acapulco, calculado para una magnitud 8.2, magnitud probable de ocurrencia en esta zona. Para este caso probable, 1A₁SR, se presentó el colapso de la estructura. Repitiendo el análisis con refuerzo horizontal mínimo, la estructura resistió más tiempo soportando mayores aceleraciones que en el caso anterior, pero finalmente también colapsó. Es sólo con el refuerzo horizontal máximo en los muros con el que sobrevivió este sismo sintético. En este caso límite, la relación del cortante inducido en la estructura elástico-lineal al cortante proporcionado por la estructura con comportamiento inelástico es de 1.8. Las gráficas de algunos de los casos analizados se presentan en las figuras 5.1 a 5.4.

En la figura 5.3 se presentan los resultados del análisis 1KSR, en la cual se aplicó el sismo de Kobe. Esta estructura colapsó y se incluye como ejemplo de cómo, ante unos pocos impulsos intensos del sismo, la curva cortante-distorsión presenta una rama que “fluye” llegando a desplazamientos muy altos, siendo imposible mantener la estabilidad y resistir el resto de la excitación sísmica.

En la figura 5.4 se presentan los resultados del análisis de la estructura con refuerzo horizontal máximo ante el sismo sintético para Acapulco. El comportamiento fue asimétrico, con impulsos aleatorios, tal y como podría esperarse en un caso real. La estructura resistió el sismo y mostró una respuesta histerética con lazos amplios y con buena disipación de energía.

En resumen, las estructuras de mampostería de un piso son seguras para los sismos del tipo registrados en la zona blanda de la ciudad de México. Para la zona de Acapulco es necesaria la colocación de refuerzo horizontal para resistir los sismos severos probables (magnitud 8.2).

5.2 ESTRUCTURA DE TRES NIVELES

Para la estructura de tres niveles se propuso una planta basada en edificios multifamiliares típicos (fig. 4.5) revisada para que cumpliera con la resistencia mínima para la zona de lago de la ciudad de México según el RDF. El peso de cada nivel fue de 135.8 t por lo que el peso del edificio resultó de 407.4 t. El cortante basal resistente resultó, en su dirección más desfavorable, de 92.9 t. el cálculo de la fuerza sísmica dio como resultado 85.1 t al aplicar el método simplificado por lo que la estructura cumple con los requisitos de resistencia por un pequeño margen.

Si se comparan los valores de resistencia y de cortante sísmico haciendo el factor de seguridad unitario, tendremos una resistencia de 132.7, 165.9 y 229.6 t para la estructura sin refuerzo horizontal, con refuerzo horizontal mínimo y con refuerzo horizontal máximo, respectivamente. Estos valores se deben comparar con 77.4 y 175.2 t de la acción sísmica estimada en el D.F. y en el Pacífico Sur del país. De acuerdo con estas resistencias cabría esperar que la estructura resista sin problemas el sismo del D.F., y que incluso la estructura con refuerzo horizontal mínimo no pudiera sobrevivir al sismo en Acapulco. En la tabla 5.2 se resumen los principales resultados, con las mismas observaciones hechas para la tabla 5.1.

Tabla 5.2 Respuesta de la estructura de tres niveles

Caso		Aceleración máxima en azotea [g]	Distorsión máxima Planta Baja [%]	Cortante Basal $V_{b_{max}}$ [t]	V_b/W_T
3SSR	✓	0.302 (0.287)	0.087 (0.068)	102.6 (98.6)	0.252 (0.242)
3ASR	✓	0.922 (2.923)	0.322 (0.528)	167.7 (703.7)	0.412 (1.727)
3A ₁ SR	⇓	- (6.775)	- (1.06)	- (1705.0)	- (4.185)
3A ₁ C ₁ R	✓	1.076 (6.775)	0.556 (1.06)	231.2 (1705.0)	0.568 (4.185)

También se usaron los sismos de Japón y Chile resultando el colapso para todo tipo de refuerzo. En esta situación se debe buscar una mayor densidad de muros u otros sistemas estructurales como pueden ser muros de concreto racionalmente ubicados en el edificio.

Las gráficas de los resultados para los cuatro casos presentados en la tabla 5.2 se incluyen en las figuras 5.5 a 5.8. Con respecto a los resultados numéricos presentados, es notoria la reducción del cortante basal cuando se consideran inelásticos los muros de mampostería. El comportamiento histerético se ajusta al encontrado en los ensayos de laboratorio. Así, se tuvo una relación de cortante basal para la estructura elástica contra el cortante basal para la estructura con comportamiento histerético no lineal de 4.2 y 7.4 para una estructura sin y con refuerzo horizontal mínimo, respectivamente.

Para sismos en terreno blando, la distribución de fuerzas de inercia en la altura de la estructura es aproximadamente uniforme (ver fig. 5.5). Mientras que para sismos de periodo corto se presenta una distribución aproximadamente triangular invertida. Sería importante, en este caso, revisar el método estático de diseño sísmico para estructuras en terreno blando ya que plantea una distribución triangular de fuerzas.

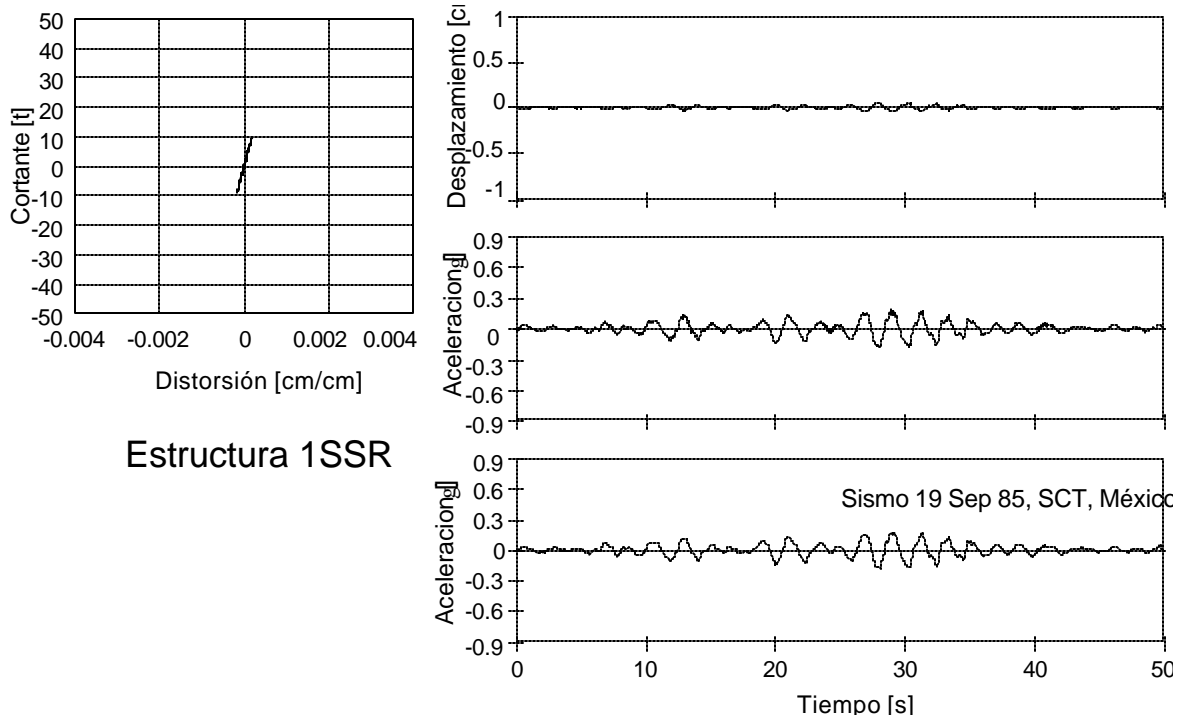


Figura 5.1 Resultados del análisis de la estructura 1SSR

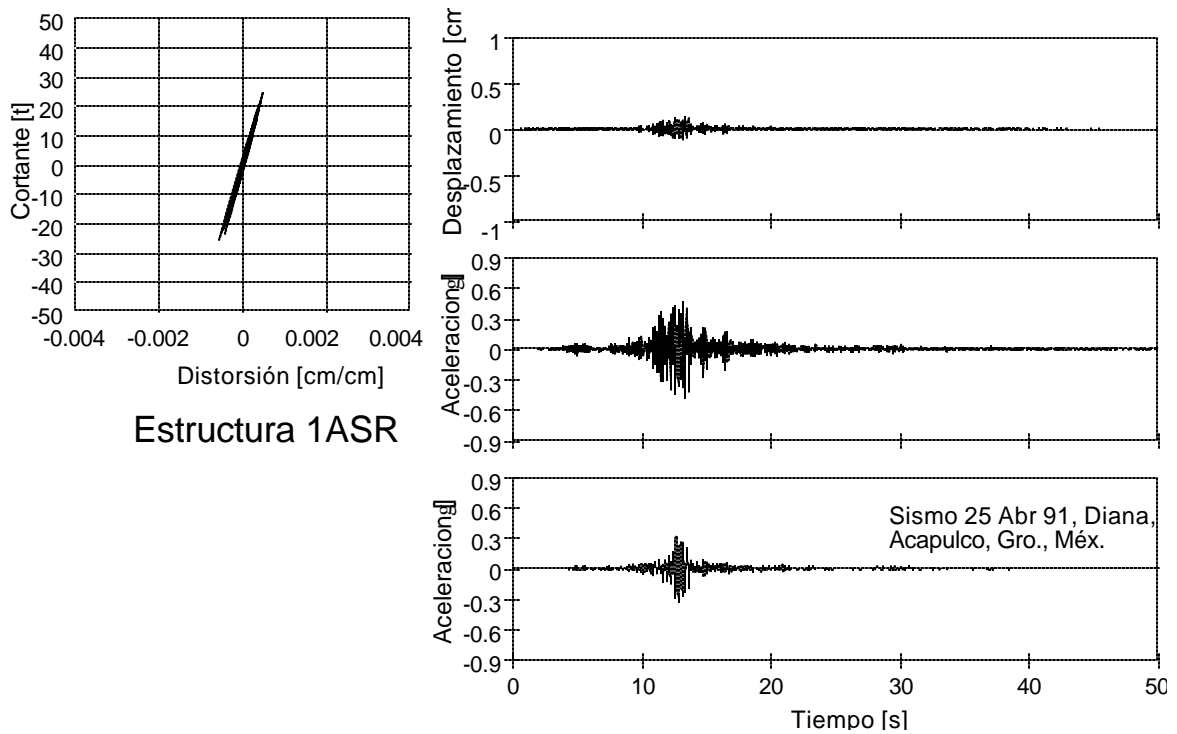


Figura 5.2 Resultados del análisis de la estructura 1ASR

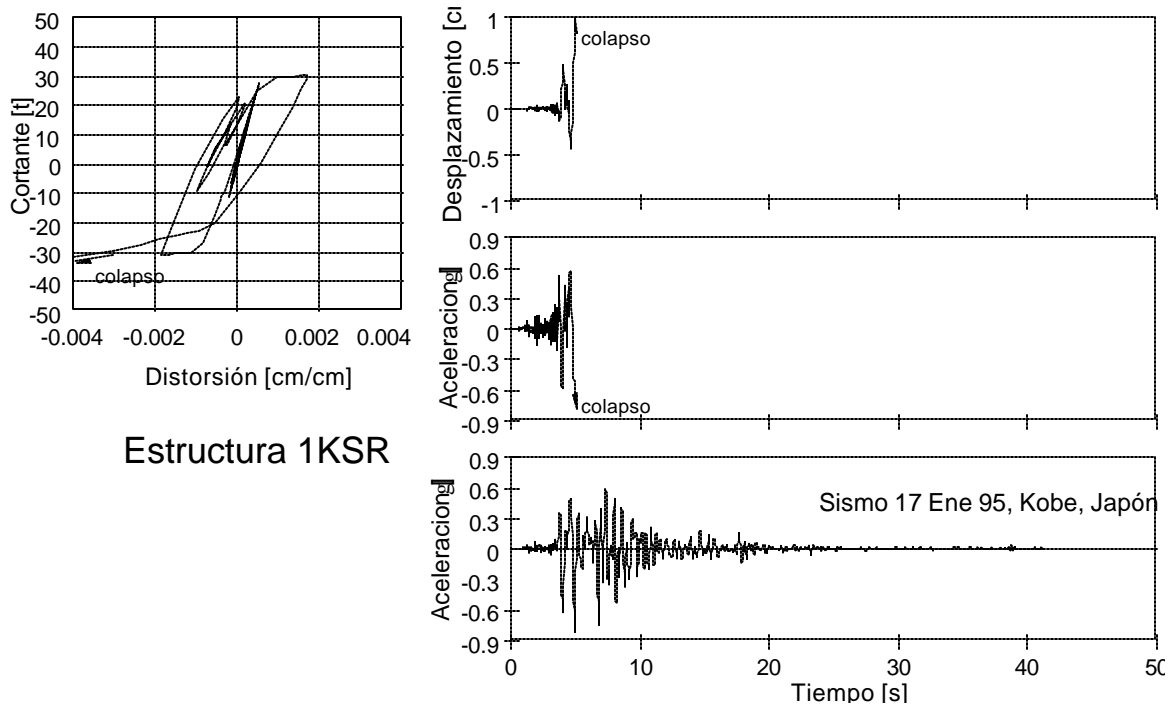


Figura 5.3 Resultados del Análisis de la estructura 1KSR

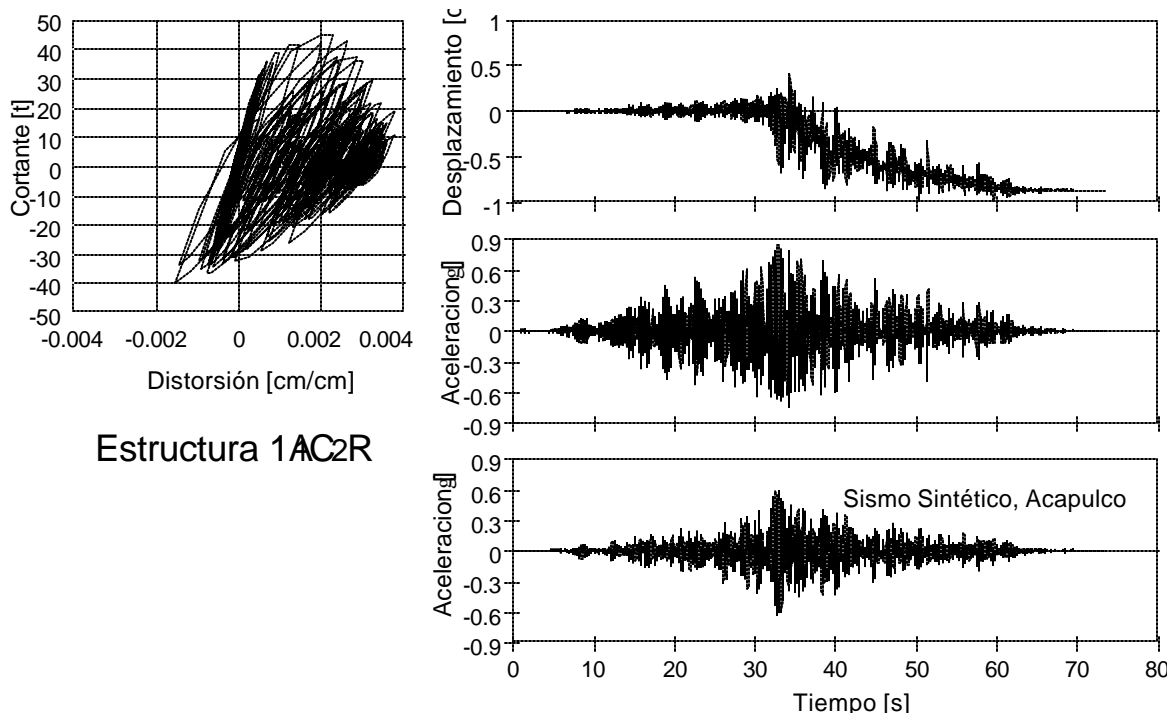


Figura 5.4 Resultados del análisis de la estructura 1A₁C₂SR

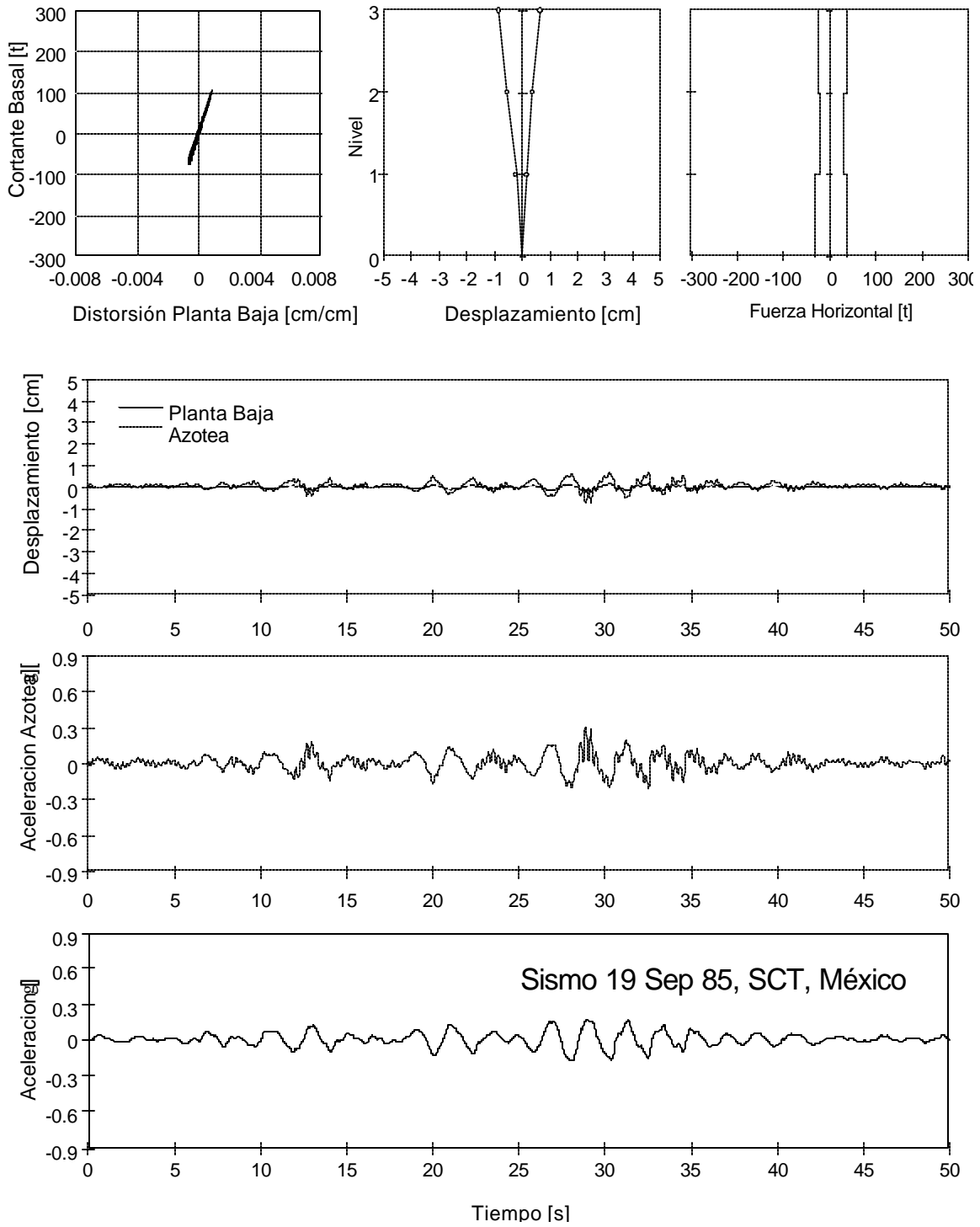


Figura 5.5 Resultados del análisis de la estructura 3SSR

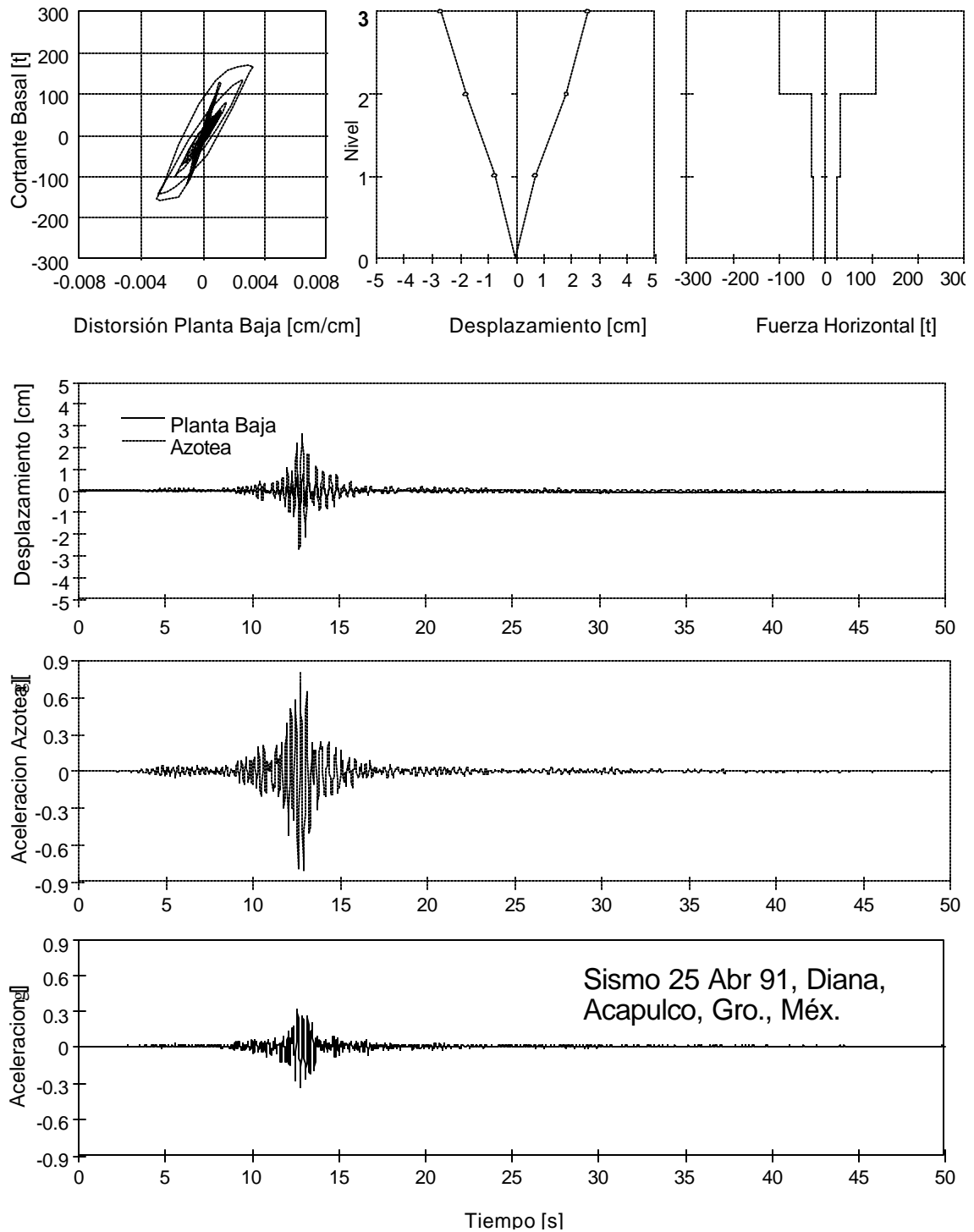


Figura 5.6 Resultados del análisis de la estructura 3ASR

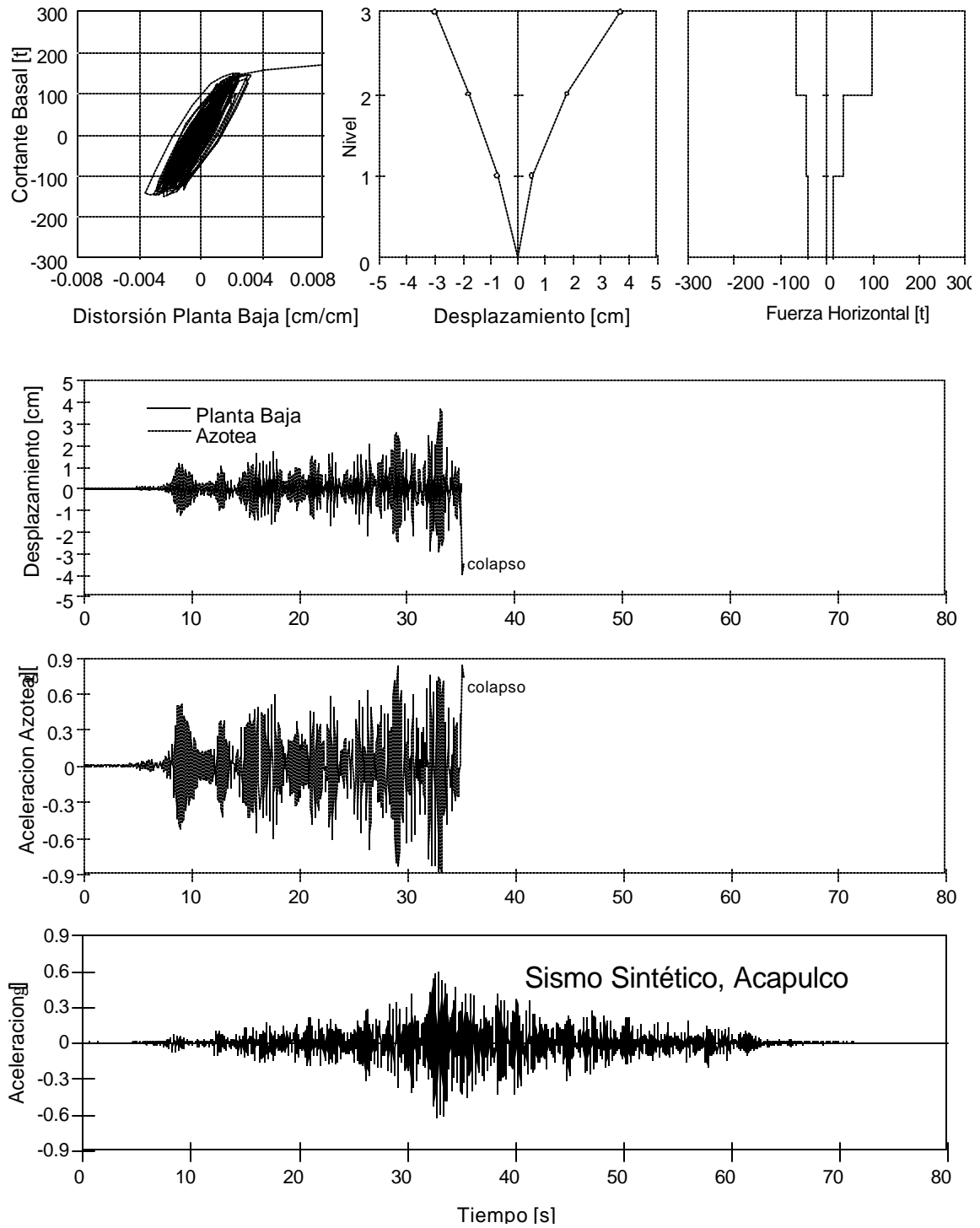


Figura 5.7 Resultados del análisis de la estructura 3A,SR

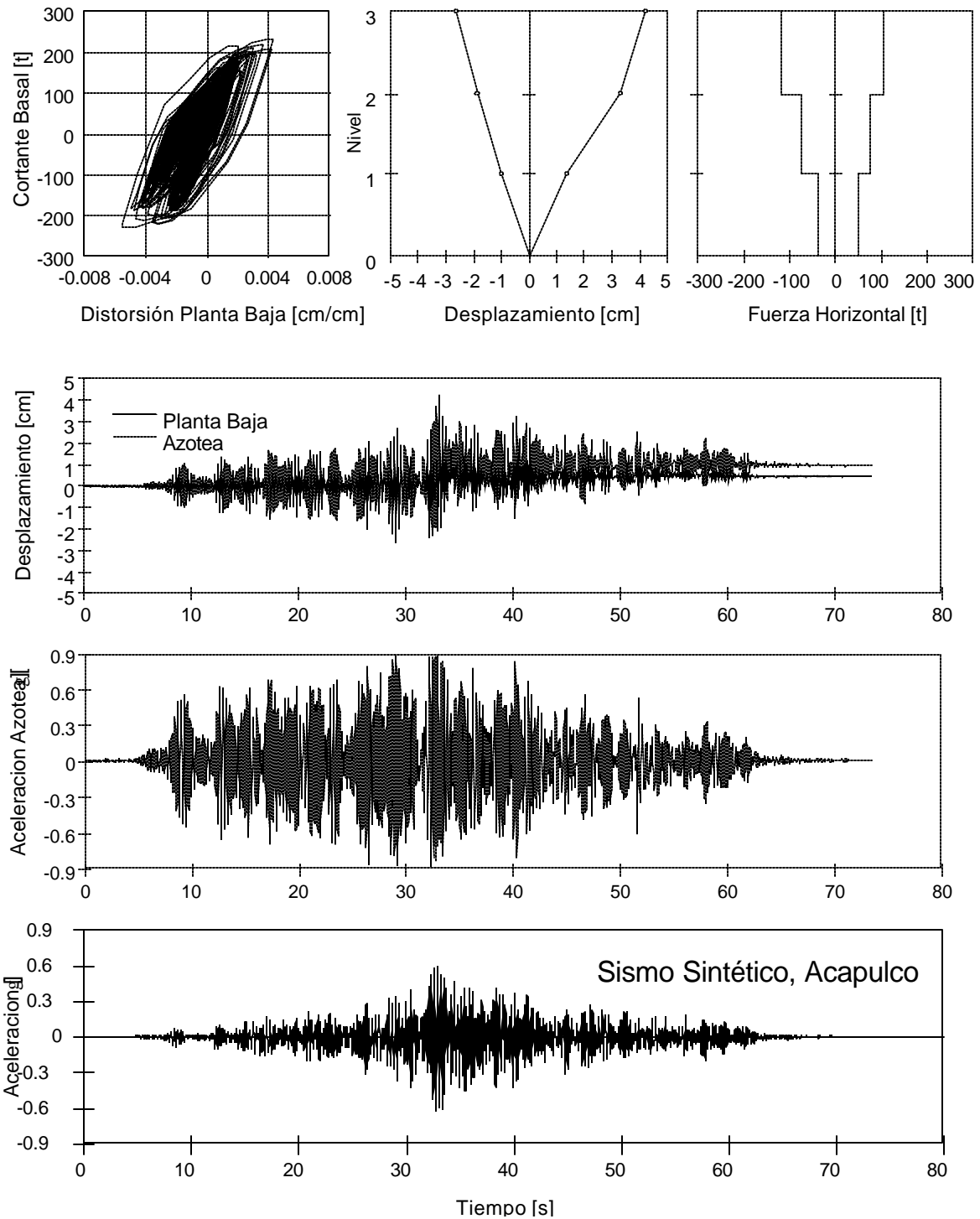


Figura 5.8 Resultados del análisis de la estructura 3A₁C₁R

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los objetivos de este trabajo fueron: 1) proponer y calibrar un modelo analítico para el comportamiento sísmico a cortante de muros de mampostería confinada; y 2) aplicar el modelo así propuesto al análisis de estructuras de mampostería ante las acciones sísmicas de distintas regiones del país.

Durante el desarrollo del modelo se elaboraron las siguientes conclusiones de los antecedentes estudiados:

- Antes del agrietamiento inclinado el comportamiento es aproximadamente elástico-lineal. Después del agrietamiento, el comportamiento se caracteriza por una paulatina disminución de rigidez y resistencia, proporcional a la deformación máxima alcanzada en el ciclo.

- Excepto para grandes deformaciones (superiores a 0.6%), los ciclos son estables.

- Independientemente del grado de acoplamiento a flexión se encontró que el modo de falla está dominado por deformaciones al corte, que los cortantes máximos se alcanzan para distorsiones similares y que la tendencia de la degradación de rigidez es muy parecida para distintos esquemas de acoplamiento a flexión entre muros.

- Del ensaye de estructuras tridimensionales de más de un nivel se encontró que el comportamiento está regido por deformaciones por corte y por agrietamientos de tensión diagonal en la mampostería. Se concluyó que la respuesta de una estructura tridimensional real puede ser extrapolada del ensaye de muros aislados.

- En muros con refuerzo horizontal no se afecta la rigidez inicial. Existe un aumento importante en la resistencia y un incremento sustancial en la capacidad de deformación.

- Para pequeñas distorsiones, la rigidez de los muros de mampostería se reduce en forma importante (ver fig. 2.5).

Con estos antecedentes y estudiando la respuesta histerética de numerosos ensayos de laboratorio, se desarrolló un modelo analítico para estructuras de mampostería confinada a base de tabique de barro recocido que tiene como reglas las siguientes:

- El comportamiento histerético se limita por una envolvente trilineal cuyos vértices se calculan con base en la geometría del muro y de las propiedades de los materiales.

- La trayectoria de los ciclos histeréticos en la carga y descarga se puede predecir en función de la distorsión máxima alcanzada anteriormente.

El modelo analítico propuesto se presenta en la figura anexa. Se incluyen los parámetros recomendados para muros de mampostería con y sin refuerzo horizontal.

Con el modelo propuesto se calculó la respuesta de los especímenes ensayados y se comparó con la medida obteniéndose resultados satisfactorios.

El modelo desarrollado fue empleado para analizar paso a paso una estructura de un nivel y otra de tres niveles ante sismos con diferentes aceleraciones máximas, duración y contenido de frecuencias. Los modelos estudiados corresponden a proyectos típicos de edificios de vivienda económica. De los resultados de estos análisis se concluye lo siguiente:

- Las estructuras de uno y de tres pisos exhibieron una respuesta adecuada ante el registro de SCT. El comportamiento calculado es consistente con el observado durante los sismos de 1985, durante los cuales las estructuras de mampostería tuvieron un desempeño satisfactorio.

- La distribución de fuerzas laterales en la altura del edificio de tres pisos sometido al sismo de SCT fue cercana a la uniforme. Esto es congruente con lo obtenido a partir de registros en un edificio de mampostería instrumentado en el valle de México.

- Los modelos de tres pisos exhibieron una distribución de fuerzas en la altura cercana a la triangular invertida, similar a la considerada en los reglamentos de diseño.

- En las estructuras de tres niveles, la planta baja fue la que experimentó mayor daño (agrietamiento inclinado de la mampostería, fluencia del acero de castillos y de los alambres horizontales). Esto es consistente con el tipo de daño que ha sido observado en las misiones de evaluación post-sismo.

- Para las estructuras sometidas a sismos con alto contenido de frecuencias, la colocación de refuerzo horizontal de los muros de la planta baja permitió lograr un aumento en la resistencia y en la capacidad de deformación.

Con base en los resultados obtenidos, las ductilidades de desplazamiento (cociente del desplazamiento máximo y el de fluencia o agrietamiento) fueron en promedio de 2.5 y 5 para muros sin refuerzo horizontal y con refuerzo horizontal, respectivamente.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda considerar el uso de alambres corrugados como refuerzo horizontal en conjuntos habitacionales ubicados en zonas de alto peligro sísmico.

- De acuerdo con los análisis la distorsión máxima para estructuras con muros confinados no reforzados y reforzados horizontalmente es de 0.003 y 0.006 respectivamente.

Es necesario continuar con estudios analíticos en los que se contemple:

- evaluar estrategias de refuerzo de muros con alambres horizontales considerando la compatibilidad de deformación a nivel del sistema de piso y el comportamiento menos dúctil de muros sin refuerzo;

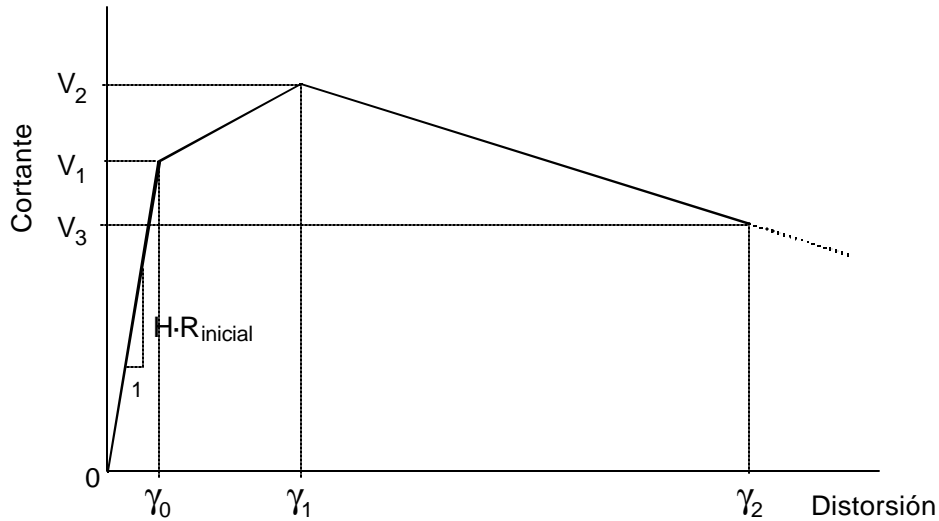
- estudiar la respuesta de edificios con cuantías de refuerzo horizontal intermedias a las empleadas en este trabajo; y

- analizar el comportamiento dinámico de estructuras de vivienda económica de cinco niveles.

Se reconoce que en el campo experimental se ha logrado un importante avance en el conocimiento del comportamiento de la mampostería confinada con el programa experimental del CENAPRED, pero se necesita trabajar más en estudios analíticos que aprovechen estos resultados.

El presente es sólo un estudio somero de las estructuras de mampostería confinada, por lo que se recomienda continuar con estudios analíticos de este tipo de estructuras ya que son de vital importancia por constituir la vivienda económica en nuestro país.

MODELO ANALÍTICO PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA



⇒ Los parámetros se calculan como:

	Sin Refuerzo horizontal	Con Refuerzo horizontal
$\gamma_0 = V_1 / H \cdot R_{\text{inicial}}$	$V_2 = V_1 + \eta V_d$	$V_2 = V_1 + \lambda V_s$
$V_1 = V_R, \text{RDF}$	$V_2 \approx 1.25 V_1$	$V_2 \approx 1.5 V_1$
	$V_3 = 0.8 V_1$	$V_3 = 1.1 V_1$
	$\gamma_1 = 0.003$	$\gamma_1 = 0.006$
	$\gamma_2 = 0.01$	$\gamma_2 = 0.015$
	$\eta = 0.3$	$\lambda = 0.35$

⇒ El efecto de dovela y del acero de refuerzo horizontal se pueden calcular como:

$$V_d = 1.26 d_b^2 \sqrt{f'_c f_y}$$

$$V_s = \rho_h f_{y,h} A_T$$

⇒ Para la rigidez R de las ramas ascendentes y descendentes de los ciclos de histéresis:

$$R = R_{\text{inicial}} / [a (\gamma_{\text{máx}})^4 + b \gamma_{\text{máx}} + 1]$$

Parámetro	Especímenes sin refuerzo horizontal		Especímenes con refuerzo horizontal	
	Rama ascendente	Rama descendente	Rama ascendente	Rama descendente
a	1×10^9	1×10^8	1×10^8	1×10^7
b	1000	600	1000	300

⇒ Para la rigidez inicial:

$$R_{\text{inicial}} = \left(\frac{h^3}{\beta EI} + \frac{h}{GA} \right)^{-1}$$

$\beta = 3$ barra en voladizo
 $\beta = 12$ barra doblemente empotrada



APÉNDICE A

RIGIDEZ EN ESTRUCTURAS A BASE DE MUROS

DE MAMPOSTERIA CONFINADA

Para hacer el análisis sísmico dinámico de estructuras de mampostería es necesario conocer la rigidez de los elementos de que están compuestas. Con ella se podrán calcular las rigideces de los entrepisos. En el proceso de diseño, generalmente se hacen análisis elásticos, para los cuales se dividen las fuerzas entre un factor de reducción que pretende tomar en cuenta la no linealidad del comportamiento (capacidad de disipar energía y ductilidad de la estructura). Surge entonces la duda de cómo calcular esta rigidez.

Uno de los métodos más aproximados para el análisis de estructuras a base de muros, consiste en concentrar las propiedades del muro en su eje considerándolo como columna; la zona de viga que queda dentro de la longitud del muro se representa como una viga de rigidez infinita (fig. A.1). De esta forma se analiza el marcos. Este es el conocido método de la columna ancha (Bazán, 1992).

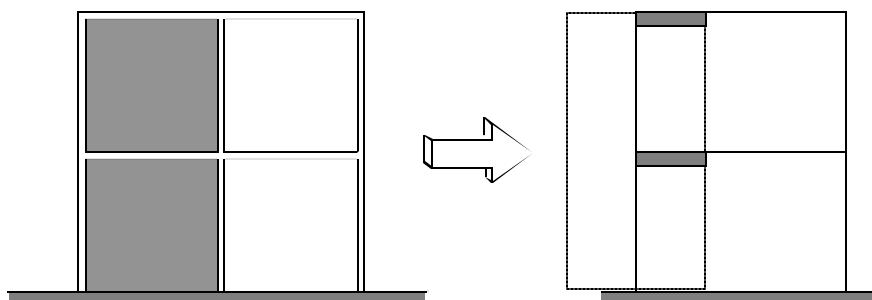


Figura A.1 Aplicación del método de la columna ancha

Para aplicar este método es fundamental tomar en cuenta las deformaciones por cortante. Así, la matriz de rigideces para una barra, según los grados de libertad señalados abajo, es



Figura A.2 Numeración de los grados de libertad de una barra

Las vigas con extremos rígidos se podrían modelar usando tres barras, las barras extremas con momentos de inercia y áreas de cortante muy grandes. Los problemas que surgen son, por un lado, qué valor debemos considerar para esos momentos de inercia ya que valores excesivos pueden causar errores de desbordamiento en la computadora dando resultados incorrectos. Por otro lado, con este tipo de barras no

prismáticas se incrementa en gran medida el número de grados de libertad por lo que se requieren más recursos de cómputo (memoria, tiempo de proceso) y más tiempo para hacer el modelo e interpretar los resultados. La alternativa es entonces usar la matriz de rigideces para barras con extremos rígidos

$$k = \begin{bmatrix} AE/L & 0 & 0 & -AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 12EI/(1+\alpha)L^3 & -6EI/(1+\alpha)L^2 & 0 & -12EI/(1+\alpha)L^3 & -6EI/(1+\alpha)L^2 \\ 0 & -6EI/(1+\alpha)L^2 & (4+\alpha)EI/(1+\alpha)L & 0 & 6EI/(1+\alpha)L^2 & (2-\alpha)EI/(1+\alpha)L \\ -AE/L & 0 & 0 & AE/L & 0 & 0 \\ 0 & -12EI/(1+\alpha)L^3 & 6EI/(1+\alpha)L^2 & 0 & 12EI/(1+\alpha)L^3 & 6EI/(1+\alpha)L^2 \\ 0 & -6EI/(1+\alpha)L^2 & (2-\alpha)EI/(1+\alpha)L & 0 & 6EI/(1+\alpha)L^2 & (4+\alpha)EI/(1+\alpha)L \end{bmatrix}$$

donde $\alpha = \frac{12EI}{G\Omega L^2}$, y Ω es el área de cortante

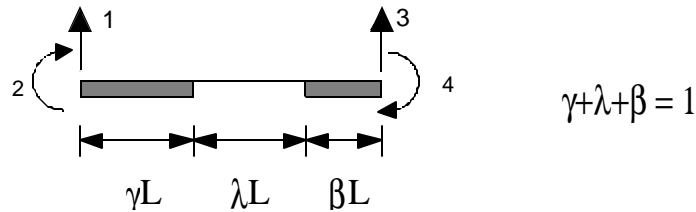


Figura A.3 Barra con extremos rígidos

$$k = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{(\lambda L)^3} & -\frac{6EI}{(\lambda L)^2} \left(1 + \frac{2\gamma}{\lambda}\right) & -\frac{12EI}{(\lambda L)^3} & -\frac{6EI}{(\lambda L)^2} \left(1 + \frac{2\beta}{\lambda}\right) \\ -\frac{6EI}{(\lambda L)^2} \left(1 + \frac{2\gamma}{\lambda}\right) & \frac{EI}{\lambda L} \left[4 + \frac{12\gamma}{\lambda} \left(1 + \frac{\gamma}{\lambda}\right)\right] & \frac{6EI}{(\lambda L)^2} \left(1 + \frac{2\gamma}{\lambda}\right) & \frac{EI}{\lambda L} \left(2 + 6\frac{\gamma+\beta}{\lambda} + 12\frac{\gamma\beta}{\lambda^2}\right) \\ -\frac{12EI}{(\lambda L)^3} & \frac{6EI}{(\lambda L)^2} \left(1 + \frac{2\gamma}{\lambda}\right) & \frac{12EI}{(\lambda L)^3} & \frac{6EI}{(\lambda L)^2} \left(1 + \frac{2\beta}{\lambda}\right) \\ -\frac{6EI}{(\lambda L)^2} \left(1 + \frac{2\beta}{\lambda}\right) & \frac{EI}{\lambda L} \left(2 + 6\frac{\gamma+\beta}{\lambda} + 12\frac{\gamma\beta}{\lambda^2}\right) & \frac{6EI}{(\lambda L)^2} \left(1 + \frac{2\beta}{\lambda}\right) & \frac{EI}{\lambda L} \left[4 + \frac{12\beta}{\lambda} \left(1 + \frac{\beta}{\lambda}\right)\right] \end{bmatrix}$$

En estructuras de mampostería confinada se usará esta matriz para conjuntos dala-losa que une a los muros. Para las dalas y losas se puede despreciar el efecto de deformaciones por cortante por ser elementos donde predomina la flexión. También se elimina la deformación axial pues se supone que pertenecen a un diafragma rígido, que es el sistema de piso, y que durante un sismo las fuerzas horizontales no están aplicadas en un solo nudo sino que se presentan distribuidas según la masa en el nivel de losa.

Con el método de la columna ancha se obtienen resultados muy exactos. Sin embargo es deseable contar con una forma rápida de evaluar las rigideces o el rango dentro del cual éstas pueden variar.

Un inconveniente es la complejidad de modelar construcciones de varios niveles con gran cantidad de muros dispersos en el entrepiso y, en ocasiones, sin coincidir de un nivel a otro. Por esto, para estudiar estructuras sencillas y regulares o en análisis preliminares, es necesario contar con un método simple para realizar la evaluación de la rigidez.

Al tomar en cuenta los efectos de la flexión y de las deformaciones por cortante en un elemento barra empotrado en su base, las deformaciones en su extremo superior varían según los valores mostrados en la figura A.4. Ante el caso de carga lateral mostrado en la figura A.4 la variación de las rigideces se debe a las deformaciones por flexión. En el caso de muros, por tener un gran momento de inercia, el primer término es poco significativo. La diferencia entre los casos mostrados depende del acoplamiento a flexión entre las barras (muros) en su parte superior, es decir, de las vigas o dalas y losas que unen a los muros.

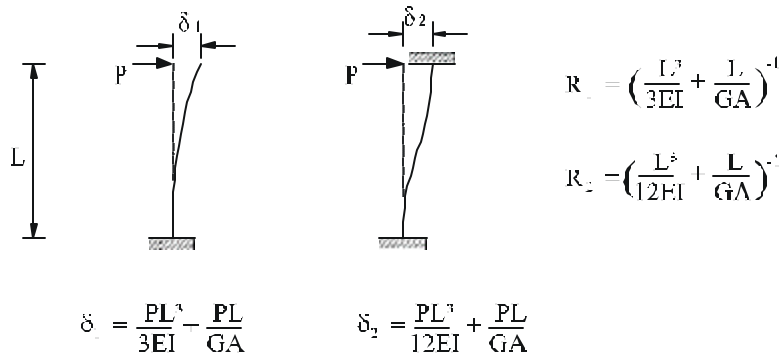


Figura A.4 Rangos en que varía la rigidez de una columna ancha ante desplazamiento lateral según su condición de borde

En estructuras de mampostería confinada hay que considerar la influencia de los castillos que, por encontrarse en los extremos del muro, incrementan el momento de inercia en mayor proporción de lo que incrementan el área de cortante al trabajar según una sección transformada.

En la figura A.5 se presenta la variación de la rigidez de muros "empotrados" en su parte superior (sin giro) en función de la rigidez como voladizo para distintas relaciones de aspecto. Se usan propiedades de materiales y dimensiones típicas.

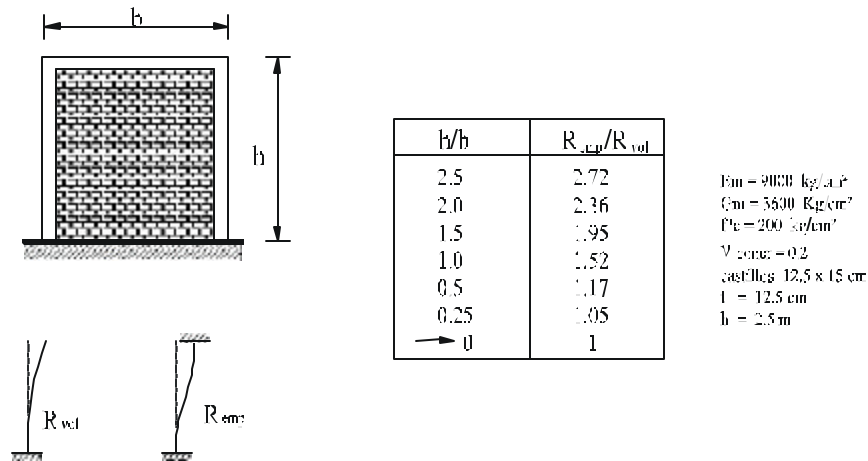


Figura A.5 Intervalo en que puede variar la rigidez de un muro según su relación de aspecto

Se puede concluir que para muros muy largos ($h/b < 0.6$) la rigidez varía entre 1 y 1.22 veces la rigidez como voladizo por lo que el error de considerar esta rigidez es mínimo; en el caso de muros cortos ($h/b > 1.5$) sí puede influir el acoplamiento a flexión entre muros en la rigidez en la forma que esquemáticamente se muestra en la figura A.6.

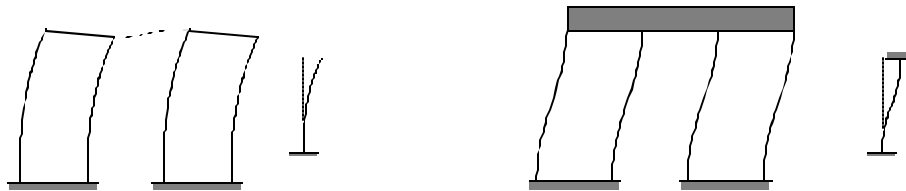


Figura A.6 Aspecto deformado para distintas restricciones en el acoplamiento

Para estar sensibilizados de cómo varía la rigidez de los muros, se propusieron acoplamientos de distinta rigidez (sistemas dala-losa) en función del claro libre entre muros. Los resultados se muestran en la figura A.7 en donde se propuso un par de muros de dimensiones y propiedades típicas y de relación $h/b = 2.5$.

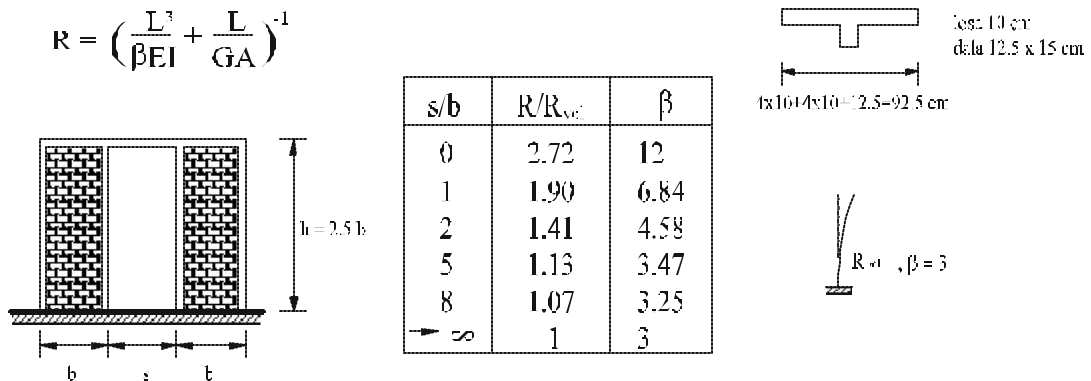


Figura A.7 Variación de la rigidez en función del acoplamiento a flexión

Si el acoplamiento a flexión entre muros está compuesto por vigas muy peraltadas, claros (s) muy cortos o pretilas de las ventanas superiores, prácticamente se puede considerar a estos muros como barras doblemente empotradas (fig. A.8 a). De forma similar, si se desea incluir la rigidez de castillos aislados en medio de ventanas, se pueden despreciar los efectos de cortante y considerar la barra como doblemente empotrada (fig. A.8 b).

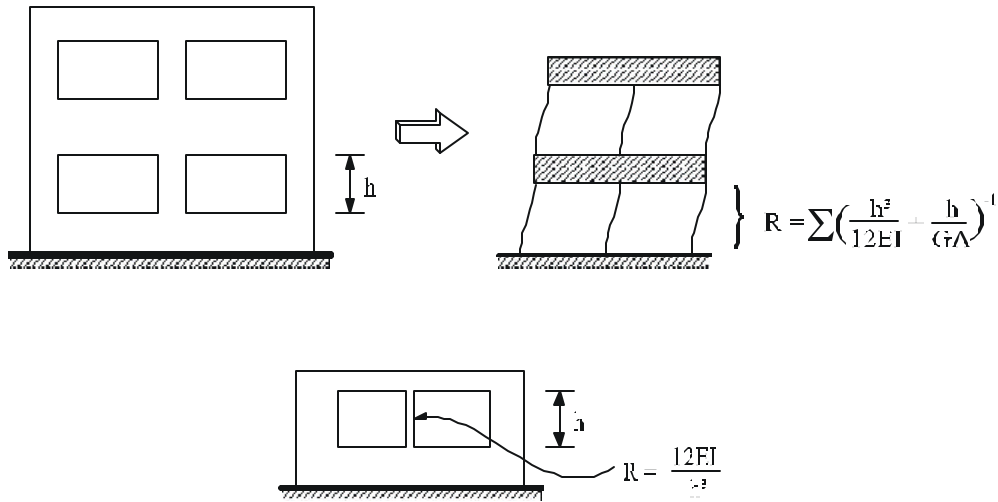


Figura A.8 Rigidez en elementos con importante restricción en el acoplamiento a flexión

En el caso de tener muros con ventanas se puede subdividir el muro en varios paneles acoplados. Dependiendo de las relaciones de aspecto de los paneles en que queda subdividido el muro se puede despreciar la contribución de los tramos muy rígidos en serie (arriba o abajo de tramos más flexibles) como se expresa en la figura A.9.

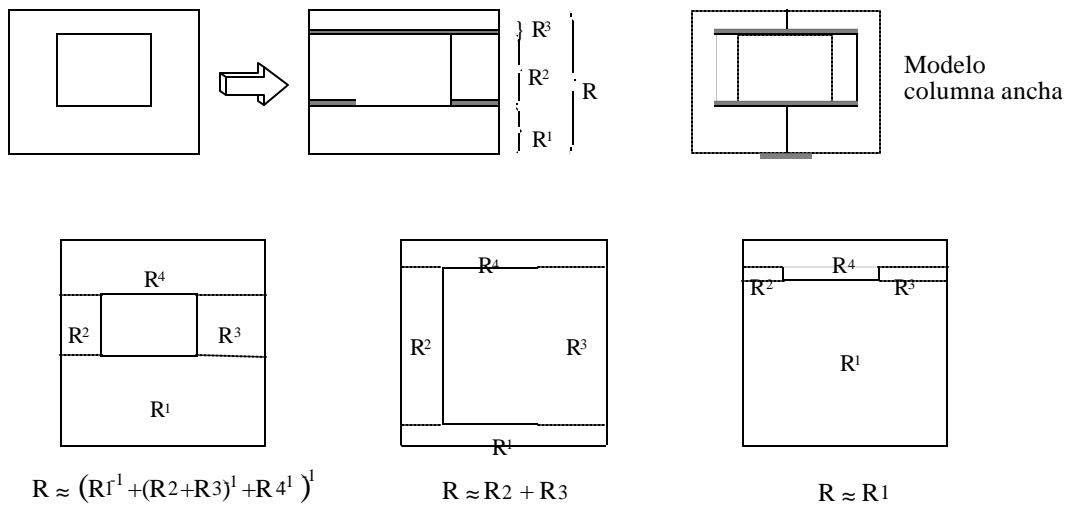


Figura A.9 Subdivisión de paneles para calcular la rigidez

Sin embargo, se debe tomar en cuenta que si la flexión es importante se puede sobrevaluar la rigidez de los tramos de muros superiores si se considera su base como empotramiento horizontal, pues el giro en la parte central aumentará el desplazamiento del extremo superior. Para tomar esto en cuenta se puede proceder como se indica en la figura A.10.

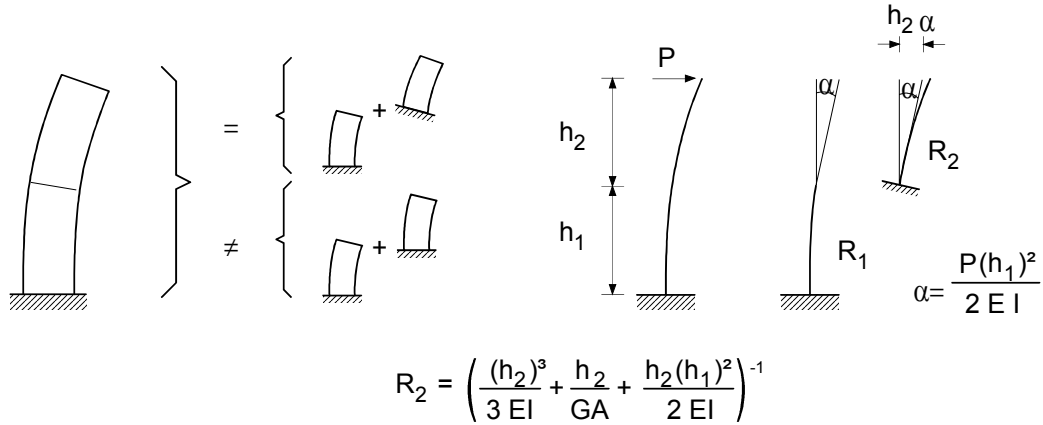


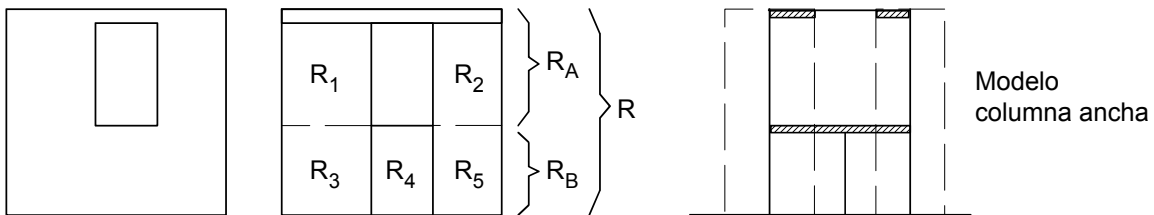
Figura A.10 Rigidez tomando en cuenta el giro en la base de muros superiores

Si se considera alguna restricción al giro en el extremo de la parte superior se puede calcular la rigidez de la parte superior del elemento con la ec. A.4

$$R_2 = \left(\frac{(h_2)^3}{\beta EI} + \frac{h_2}{GA} + \frac{h_2(h_1)^2}{2EI} \right)^{-1} \quad (A.4)$$

en donde $3 \leq \beta \leq 12$

Con lo anterior se puede dividir al muro verticalmente haciendo la suma de la rigidez en cada mitad de la altura del muro como se muestra en la figura A.11.



$$R_A = R_1 + R_2$$

$$R_B = R_3 + R_4 + R_5$$

$$R = (1/R_A + 1/R_B)^{-1}$$

Figura A.11 Posible subdivisión de un muro con pretel

En cuanto a la evaluación del momento de inercia es notorias la contribución de los castillos al usar la sección transformada. La relación modular n entre concreto y mampostería varía tanto como las propiedades

de los materiales. Si suponemos concreto de 200 kg/cm^2 , con $E_c = 8000 \sqrt{f'_c}$ y tomando datos de las pruebas de laboratorio realizadas en el CENAPRED tenemos las relaciones modulares de la Tabla A.1.

Tabla A.1 Relaciones modulares de concreto y mampostería de tabique de barro

Procedencia	$n = E_c/E_m$	$n = G_c/G_m$
Puebla	10.6	11.5
Cuernavaca	11.0	10.5
Querétaro	14.1	12.4
Toluca	15.1	21.4

De la anterior tabla podemos considerar simplificada $n = 12$. Transformando la sección tendremos las propiedades geométricas que se muestran en la figura A.12.

$$I = 2 n I_c + \frac{1}{2} n A_c Z^2 + I_m$$

$$A = 2 A_c + A_m$$

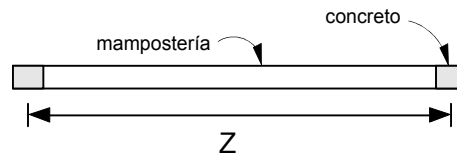


Figura A.12 Propiedades geométricas de la sección de un muro de mampostería confinada

Por simplificación se puede tomar para el momento de inercia sólo la contribución de los castillos extremos por su lejanía del centroide de la sección (área del castillo por el cuadrado de su distancia al centro). En el área de cortante predomina la contribución de la mampostería, como en el caso de almas de secciones I. Se puede evaluar las propiedades geométricas con

$$I' = \frac{1}{2} n A_c Z^2 \quad (\text{A.5})$$

$$A = 2 A_c + A_m \quad (\text{A.6})$$

La influencia de esta simplificación se muestra en función de la relación h/b para un muro típico en la figura A.13.

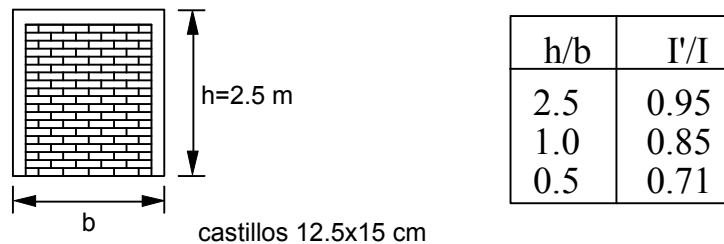


Figura A.13 Cálculo simplificado del momento de inercia

Se observa que a mayor longitud b se pierde la aproximación, sin embargo también se vuelven menos importantes los efectos de la flexión por lo que se puede considerar buena simplificación.

Conclusiones y Recomendaciones

Se puede concluir que si se desean resultados exactos y se cuenta con las propiedades reales de los materiales (en especial G_m), se puede recurrir al método de la columna ancha y hacer el análisis como marcos.

Si solamente se requiere estimar rápida y aproximadamente la rigidez de un sistema con muros, entonces se pueden usar fórmulas de la mecánica de materiales:


$$R = \left(\frac{h^3}{\beta EI} + \frac{h}{GA} \right)^{-1} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 3 \quad \text{barra en voladizo} \\ \beta = 12 \quad \text{barra doblemente empotrada} \end{array} \right.$$


Figura A.14 Rigidez tomando en cuenta las deformaciones por cortante

Para muros largos ($h/b < 0.6$), la influencia de las deformaciones por cortante es pequeña. En estos casos se puede tomar, por ejemplo, la rigidez como voladizo $\beta = 3$. En muros cortos la rigidez dependerá del acoplamiento a flexión. Se pueden tomar como aproximaciones los valores sugeridos en la figura A.15.

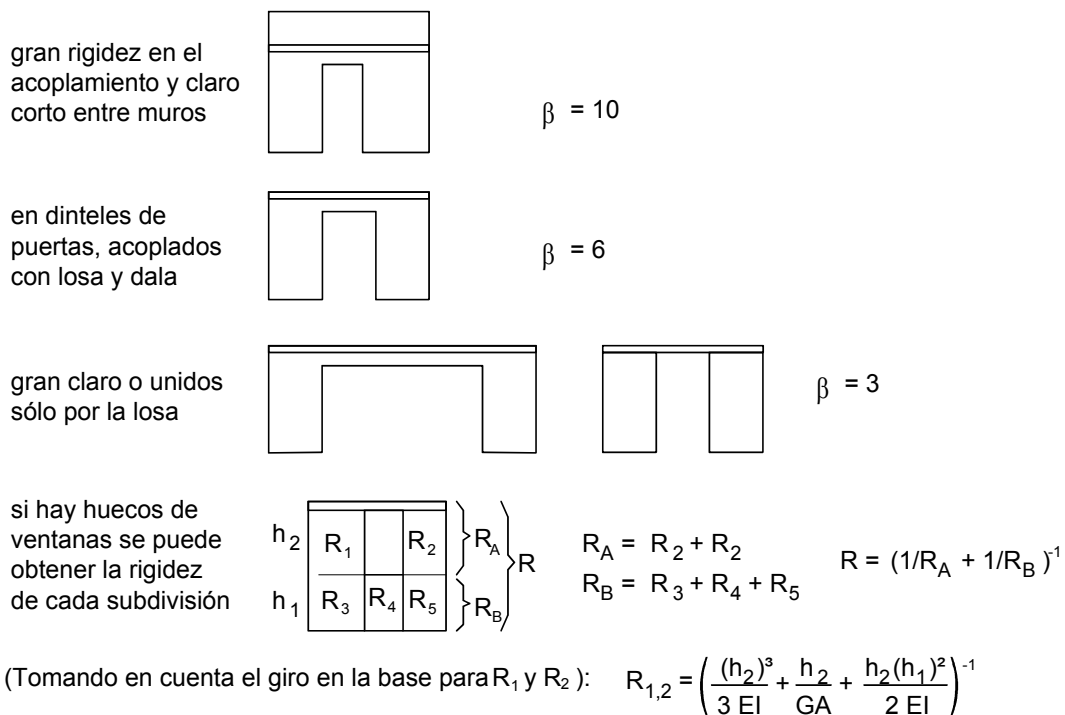
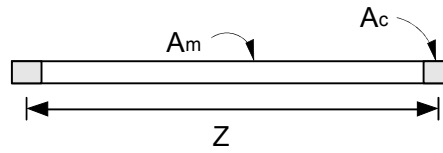


Figura A.15 Recomendaciones para calcular la rigidez de los muros

Si no se conocen las propiedades de los materiales se podrían tomar los siguientes promedios obtenidos de pruebas de laboratorio sobre tabique de barro recocido de diversos lugares del valle de México (fig. A.16).

$$\begin{aligned}E_m &= 9000 \text{ kg/cm}^2 \\G_m &= 36000 \text{ kg/cm}^2 \\n &= 12 \\I &= \frac{1}{2} n A_c Z^2 \\A &= 2 A_c + A_m\end{aligned}$$



(Nota: puede haber fuertes variaciones dependiendo de las propiedades de los materiales)

Figura A.16 *Parámetros recomendados para calcular la rigidez de los muros*

Como última recomendación es necesario tomar en cuenta el proceso constructivo ya que si algunos muros se construyen después del colado de la losa superior y no están firmemente ligados a ella, no se deben considerar para la resistencia ni la rigidez laterales.

REFERENCIAS

1. Aguilar, G., Cano, G., y Alcocer, S.M., (1994), "Efecto del Refuerzo Horizontal en el Comportamiento de Muros de Mampostería ante Cargas Laterales", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas, Zac., México, octubre - noviembre, 1994, pp. 66-74.
2. Alcocer, S.M., Flores, L., y Sánchez, T.A., (1993a), "Efecto del Empleo de dos Tipos de Refuerzo Horizontal en el Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería Confinada", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, México, octubre de 1993, pp. 424-431.
3. Alcocer, S.M., Sánchez, T.A., y Meli, R., (1993b), "Comportamiento ante Cargas Laterales de una Estructura Tridimensional de dos Niveles a Escala Natural Construida con Mampostería Confinada", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, México, octubre de 1993, pp. 416-423.
4. Alcocer, S.M., Meli, R., Sánchez, T.A., y Flores, L.E., (1994a) "Comportamiento ante Cargas Laterales de Sistemas de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Grados de Acoplamiento a Flexión", Cuaderno de Investigación, CENAPRED, No. 17, julio de 1994, pp. 53-76.
5. Alcocer, S.M., Meli, R., Sánchez, T.A., Vázquez del Mercado, R., y Díaz, R.R., (1994b) "Comportamiento ante Cargas Laterales de Sistemas de Muros de Mampostería Confinada con Distintos Tipos de Refuerzo Horizontal", Cuaderno de Investigación, CENAPRED, No. 17, julio de 1994, pp. 77-94.
6. Bazán, E., (1980), "Muros de Mampostería ante Cargas Laterales Estudios Analíticos", Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, septiembre de 1980, 94 pp.
7. Bazán, E., y Meli, R., (1992), "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Ed. Limusa, México, 241 pp.
8. Comisión Federal de Electricidad, (1994), "Manual de Obras Civiles", México, D.F.
9. Departamento del Distrito Federal, (1987), "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del D. F., noviembre de 1987, 21 pp.
10. Departamento del Distrito Federal, (1989) "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del D. F., marzo de 1989, 19 pp.
11. Díaz, R., y Vázquez del Mercado, R.R., (1995), "Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada Reforzados Horizontalmente", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1995, 215 pp.
12. Díaz-Infante Ch., L.A., (1993), "Estadísticas de Propiedades Estructurales de Conjuntos Habitacionales de Interés Social", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 136 pp.
13. Dulacska, H., (1972), "Dowel Action of Reinforced Crossing Cracks in Concrete", ACI Journal, Vol 69, No. 12, diciembre 1972, pp. 754-757.
14. Jordán, R. M., (1991), "Evaluation of Strengthening Schemes for Reinforced Concrete Moment-Resisting Frame Structures Subjected to Seismic Loads", Tesis Doctoral, Universidad de Texas en Austin, mayo 1991, 207 pp.

15. Meli, R., (1975), "Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería", Serie No. 352, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., abril de 1975, 114 pp.
16. Meli, R., Alcocer, S.M., y Díaz-Infante Ch., L.A. (1994), "Características Estructurales de la Vivienda de Interés Social en México", Cuaderno de Investigación, CENAPRED, No. 17, julio de 1994, pp. 25-52.
17. Moroni, M.O., Aztroza, M., y Tavonatti, S., (1994), "Nonlinear Models for Shear Failure in Confined Masonry Walls", The Masonry Society Journal, Volumen 12, Número 2, febrero de 1994, pp. 72-77.
18. Newmark, N. M., (1962), "A Method of Computation for Structural Dynamics", Transactions, ASCE, Vol. 127, pp. 1406-1435.
19. Ordaz, M., y Arboleda, J., (1993), "Instructivo para los Programas Simfi2 y Genbet3", CENAPRED, septiembre 1993.
20. Park, R., y Paulay, T., (1988), "Estructuras de Concreto Reforzado", Ed. Limusa, México, 796 pp.
21. Ruiz, J., Zepeda, J.A., Alcocer, S.M., y Meli, R., (1994), "Reparación y Refuerzo de una Estructura Tridimensional de Mampostería Confinada de dos Niveles a Escala Natural", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas, Zac., México, octubre - noviembre, 1994, pp. 596-605.
22. Sánchez, T.A., Flores, L., León, F., Alcocer, S.M., y Meli, R., (1991), "Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Grados de Acoplamiento a Flexión", Informe ES/02/91, Centro Nacional de Prevención de Desastres, diciembre de 1991, 103 pp.

AGRADECIMIENTOS

Al personal del CENAPRED, investigadores, trabajadores y becarios. Un especial reconocimiento al que fuera técnico del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, Sr. Pablo Olmos.

“Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada”

Se terminó de imprimir en diciembre de 2001, en los Talleres Gráficos de México, Av. Canal del Norte N° 80, Col. Felipe Pescador, México, D.F. La edición en papel bond de 90 grs. en interiores y portada en cartulina sulfatada de 14 puntos, consta de 300 ejemplares más sobrante para reposición.



Coordinación General de Protección Civil
Centro Nacional de Prevención de Desastres
Av. Delfín Madrigal No.665,
Col. Pedregal de Sto. Domingo,
Deleg. Coyoacán,
México D.F., C.P. 04360
www.cenapred.unam.mx