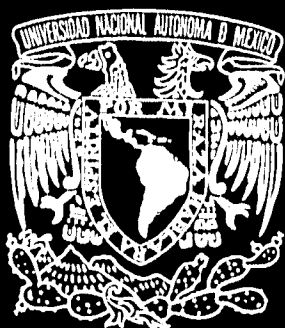


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

113
29

FACULTAD DE INGENIERÍA



COMPORTAMIENTO DE
UNA ESTRUCTURA REHABILITADA DE
MAMPOSTERÍA CONFINADA DE DOS NIVELES

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JOSÉ ANTONIO ZEPEDA RAMOS

MÉXICO, D.F.

1996



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-088/94

Señor
JOSE ANTONIO ZEPEDA RAMOS
Presente.

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

**"COMPORTAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA REHABILITADA DE
MAMPOSTERIA CONFINADA DE DOS NIVELES"**


INTRODUCCION

- I. PROGRAMA EXPERIMENTAL**
 - II. COMPORTAMIENTO GENERAL DEL MODELO 3D-R**
 - III. COMPORTAMIENTO INTERNO**
 - IV. ANALISIS DE RESULTADOS**
 - V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**
- REFERENCIAS**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 8 de junio de 1994.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

A mis padres

**COMPORTAMIENTO
DE UNA ESTRUCTURA REHABILITADA
DE MAMPOSTERÍA CONFINADA
DE DOS NIVELES**

PREFACIO

En el Centro Nacional de Prevención de Desastres se llevó a cabo el ensaye de un modelo rehabilitado de mampostería confinada de 550 cm de alto, 500 cm de largo y 380 cm de ancho.

El espécimen rehabilitado fue una estructura tridimensional de dos niveles a escala natural construida con mampostería confinada. La rehabilitación consistió en la sustitución del concreto severamente agrietado de los extremos de los castillos, en el relleno de grietas con mortero de cemento y pedacería de tabique y en la colocación de una malla de alambre electrosoldada cubierta con mortero de cemento. Estos métodos de reparación y refuerzo son comúnmente empleados en México; sin embargo, no se cuenta con información experimental sobre su desempeño y conveniencia como técnica de rehabilitación.

La finalidad de este trabajo es evaluar el comportamiento de los métodos empleados en la rehabilitación para contar con criterios adecuados que permitan recuperar estructuras de mampostería confinada, como una alternativa económica para estructuras que son afectadas por los sismos.

En el Capítulo 1 se hace una revisión cualitativa de los esquemas de rehabilitación de estructuras de mampostería aplicables a la práctica constructiva en México. Se presentan varias técnicas que han sido evaluadas experimentalmente como parte de diversos programas de investigación, describiendo sus principales características, así como los resultados obtenidos.

Los aspectos más relevantes del diseño, construcción, instrumentación y ensaye del espécimen edificado en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED se describen en el Capítulo 2. Además, se presentan los resultados más importantes del ensaye del modelo original.

En el Capítulo 3 se exponen los aspectos del diseño de la rehabilitación. La descripción de la secuencia del ensaye y un análisis del comportamiento general del modelo rehabilitado se presentan en el Capítulo 4.

En el Capítulo 5 se presenta y discute el comportamiento interno del modelo 3D-R. Se interpretan los datos obtenidos de transductores eléctricos de deformación (deformímetros) para entender el comportamiento del modelo 3D-R y el modo de falla. Finalmente, se evalúa la eficiencia de la malla para determinar su participación al mecanismo resistente a carga lateral.

En el Capítulo 6 se presenta un análisis de la información obtenida en el ensayo del modelo rehabilitado. Se incluye una evaluación de la eficiencia del refuerzo horizontal y su efecto en la resistencia, un estudio de la rigidez (teórica, equivalente y de ciclo), y un análisis de la energía disipada, del amortiguamiento viscoso y de la capacidad de deformación de 3D-R.

En el Capítulo 7 se presentan las conclusiones de este trabajo y algunas recomendaciones y sugerencias para diseño y construcción de este tipo de esquemas de reparación y refuerzo.

CONTENIDO

PREFACIO

CAPÍTULO 1. REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

1.1	INTRODUCCIÓN	1
1.2	MODOS DE FALLA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA	2
1.2.1	Las Fallas por Corte y por Flexión	3
1.3	REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DAÑADAS POR SISMOS.....	4
1.4	REVISIÓN DE TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN SÍSMICA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA	7
1.4.1	Mampostería No Reforzada.....	8
1.4.2	Mampostería Confinada	10
1.4.2.1	<i>Relleno de las Grietas Principales.....</i>	11
1.4.2.2	<i>Inserción y Anclaje de Alambres de Acero</i>	17
1.4.2.3	<i>Empleo de Grapas en el Agrietamiento Principal.....</i>	19
1.4.2.4	<i>Malla de Alambre y Recubrimiento de Mortero</i>	21
1.4.3	Mampostería Reforzada	29
1.5	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	30

CAPÍTULO 2. COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

2.1	INTRODUCCIÓN	33
2.2	ANTECEDENTES.....	33
2.2.1	Comportamiento Sísmico de Estructuras de Mampostería Confinada	33
2.2.2	Programa de Investigación del CENAPRED.....	35
2.3	PROGRAMA EXPERIMENTAL DEL MODELO TRIDIMENSIONAL.....	37
2.3.1	Objetivos	37
2.3.2	Geometría del Modelo	37
2.3.3	Criterio de Diseño.....	38
2.3.4	Detalles del Refuerzo	40
2.3.5	Construcción del Modelo.....	44
2.3.6	Modelos Matemáticos de Comportamiento	46
2.3.7	Mecanismo de Carga.....	47

2.3.8 Instrumentación.....	49
2.4 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA.....	55
2.4.1 Ensayes de Vibración Ambiental.....	55
2.4.2 Ensaye Destructivo.....	58
2.5 RESULTADOS DEL EXPERIMENTO.....	59
2.5.1 Secuencia de Daño y Respuesta Histerética	59
2.5.2 Comportamiento General del Modelo 3D.....	65
2.6 CONCLUSIONES.....	67

CAPÍTULO 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LA ESTRUCTURA REHABILITADA

3.1 INTRODUCCIÓN.....	69
3.2 OBJETIVOS	69
3.3 EVALUACIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS	
FINALES DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL	70
3.3.1 Resistencia.....	71
3.3.2 Rigidez	72
3.4 CRITERIOS DE DISEÑO.....	73
3.4.1 Resistencia a Cortante	73
3.4.2 Resistencia a Flexión.....	74
3.4.3 Alternativas Evaluadas para la Rehabilitación	75
3.5 CONSTRUCCIÓN DE LA REHABILITACIÓN.....	77
3.6 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA.....	92
3.6.1 Ensayes de Vibración Ambiental.....	92
3.6.2 Dispositivo de Carga e Instrumentación	94
3.6.3 Ensaye Destructivo.....	95

CAPÍTULO 4. COMPORTAMIENTO GENERAL DEL MODELO 3D-R

4.1 INTRODUCCIÓN.....	98
4.2 DEFINICIÓN DE ALGUNAS CARACTERÍSTICAS DE LA RESPUESTA.....	99
4.2.1 Componentes de la Distorsión de los Muros de 3D-R.....	99
4.2.1.1 <i>Deformaciones Angulares</i>	100
4.2.1.2 <i>Deformaciones por Corte y Flexión</i>	103
4.2.2 Rotaciones y Curvaturas.....	106

4.3	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYE	107
4.3.1	Respuesta Histerética.....	107
4.3.2	Secuencia de Daño.....	113
4.3.2.1	Muros Norte y Sur de N1	114
4.3.2.2	Muros Norte y Sur de N2	126
4.3.2.3	Muros Cabeceros	134
4.3.2.4	Dalas.....	134
4.3.2.5	Losas.....	136
4.3.2.6	Consideraciones sobre el Estado Final de Daño.....	137
4.3.3	Deformaciones Angulares	144
4.3.4	Rotaciones y Curvaturas	149
4.3.5	Envoltentes de Respuesta	155

CAPÍTULO 5. COMPORTAMIENTO INTERNO DEL MODELO 3D-R

5.1	INTRODUCCIÓN	158
5.2	ANÁLISIS DE LOS DEFORMÍMETROS	158
5.2.1	Castillos	160
5.2.2	Dalas	167
5.2.3	Losas	169
5.2.4	Malla de Alambre	169
5.2.5	Consideraciones Generales.....	172

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1	INTRODUCCIÓN	173
6.2	RESISTENCIA	173
6.2.1	Eficiencia de la Malla de Alambre	174
6.3	RIGIDEZ	177
6.3.1	Rigidez Inicial.....	178
6.3.2	Rigidez de Ciclo	178
6.3.3	Rigidez Equivalente	181
6.4	ENERGÍA	185
6.4.1	Energía Disipada.....	185
6.4.2	Amortiguamiento Viscoso Equivalente.....	189

6.4.3 Componentes de Disipación de Energía.....	192
6.5 DUCTILIDAD EQUIVALENTE	195
6.6 PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL Y VIBRACIÓN LIBRE	198

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 RESUMEN	199
7.2 CONCLUSIONES	200
7.3 RECOMENDACIONES.....	204

BIBLIOGRAFIA

CAPÍTULO 1

REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

1.1 INTRODUCCIÓN

La palabra *rehabilitación* es utilizada aquí como un término amplio para incluir la reparación y remodelación, así como refuerzo de estructuras existentes (Fig. 1.1). La descripción de estos términos se presenta enseguida (Sugano, 1992).

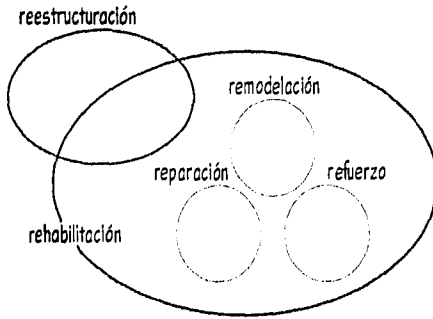


Figura 1.1 Aspectos Relacionados con una Rehabilitación

Refuerzo : reconstrucción o renovación de cualquier parte de una estructura existente para mejorar sus propiedades originales.

Reparación : reconstrucción o renovación de cualquier parte de una estructura dañada o deteriorada para proporcionar el mismo nivel de resistencia y/o ductilidad que la estructura tenía antes de sufrir daños.

Remodelación : reconstrucción o renovación de cualquier parte de una estructura existente debido al cambio de uso u ocupantes.

Reestructuración : reconstrucción o renovación de cualquier parte de una estructura y/o sustitución de sus elementos resistentes, tanto a carga lateral como vertical, cuando presenta un comportamiento inadecuado asociado a una excesiva flexibilidad e irregularidades o asimetría (en planta y/o elevación).

La rehabilitación de estructuras de mampostería ha adquirido, en los últimos años, una creciente importancia en el diseño estructural. No obstante, en múltiples ocasiones los métodos de rehabilitación o refuerzo son empleados empíricamente pues se cuenta con pocas guías cuantitativas para la evaluación de la estructura dañada y para el diseño de la rehabilitación.

1.2 MODOS DE FALLA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

El agrietamiento es la causa más frecuente de fallas en el comportamiento de la mampostería; impedirlo o controlarlo es entonces, una preocupación constante. Se produce por deformaciones que inducen esfuerzos en exceso de la resistencia en tensión. Como esta resistencia es reducida en la mampostería, bastan deformaciones lineales unitarias de $1/4000$ o distorsiones angulares de $1/2400$ para agrietarla bruscamente. La deformación puede ser inducida por la imposición de cargas o por restricciones al cambio volumétrico de los materiales. Las cargas pueden ser impuestas por hundimientos diferenciales del terreno de cimentación, por la gravedad, viento y acciones sísmicas. Las grietas pueden ser también causadas por explosiones, vibraciones y fuego.

Para que una grieta sea visible, las superficies de la fisura recién formada deben separarse, indicando la existencia previa de tensión. Esto implica que es la tensión la causante de las grietas, sin importar que las cargas primarias sean de compresión, tensión o cortante. La compresión pura provoca tensiones transversales y el cortante puro tensiones diagonales.

Es natural que las grietas prefieran ubicarse en la interfaz mortero - pieza, dada la menor resistencia a tensión en ese plano; sin embargo por la complejidad de las acciones y efectos que concurren en el proceso de agrietamiento, ellas usualmente atraviesan también las piezas y el mortero.

Las grietas con aberturas menores de 0.1 mm son insignificantes, casi invisibles, y no atentan contra la permeabilidad de la mampostería; entre esa dimensión y 0.4 mm se pueden clasificar como "muy finas," y no son causa de alarma ni atentan contra el aspecto de la mampostería. Por encima de 0.4 mm las grietas se vuelven inaceptables y la estructura alcanza el estado límite de servicio.

Los signos de falla típicos para estructuras de mampostería incluyen agrietamiento, aplastamiento y desconchamiento del concreto en castillos.

1.2.1 Las Fallas por Corte y por Flexión

Los muros sujetos a carga sísmica en su plano presentan básicamente dos tipos principales de falla: flexión y corte.

Debe entenderse que el tipo de falla principal es aquél en el que predominan alguna clase de grietas, originando una fuerte degradación tanto de la resistencia como de la rigidez. Esto es, en una falla por corte es posible que primero se originen fisuras por flexión (incluso el refuerzo vertical puede llegar a fluir) degradando la rigidez, pero no la capacidad de carga. Luego se producen las grietas diagonales y a partir de ese instante, el muro se desplaza manteniendo su capacidad de carga; posteriormente se aplastan la región central de la mampostería y los extremos del muro, produciéndose finalmente una severa degradación de resistencia.

En una falla por flexión es posible que previamente se hayan formado pequeñas fisuras diagonales por corte (controladas por el refuerzo horizontal), pero las grietas principales se encuentran localizadas en la parte inferior del muro, y la degradación de la resistencia se produce

por los siguientes efectos: 1) el aplastamiento de los talones flexocomprimidos; 2) el deslizamiento a través de la base del muro; o, 3) la rotura del refuerzo vertical por tensión, pandeo o cizalle.

La capacidad resistente a flexión está proporcionada por: el refuerzo vertical existente en el muro; el peralte y refuerzo de las dadas (coplanares y ortogonales al plano del muro en análisis); y, la magnitud de la carga vertical actuante sobre el muro. En tanto que la resistencia al corte está proporcionada por la resistencia a tensión diagonal de la mampostería más la contribución de los castillos. 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 refuerzo horizontal (Flores, 1995).

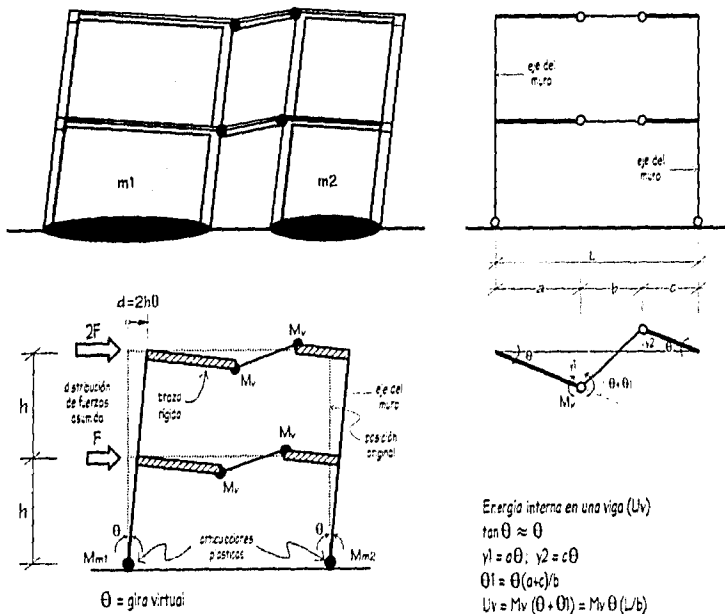
Mientras que la resistencia al corte se determina mediante las fórmulas experimentales, existen maneras teóricas de evaluar la capacidad a flexión. Una forma aproximada de obtener el cortante ($V_{m\acute{a}x}$) asociado al mecanismo de falla por flexión, consiste en aplicar el principio del trabajo virtual, tal como se ilustra en la Fig. 1.2, donde debe entenderse que el refuerzo horizontal es capaz de soportar " $V_{m\acute{a}x}$ ", a fin de que pueda desarrollarse este mecanismo.

1.3 REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DAÑADAS POR SISMOS

Wyllie (1983) define la rehabilitación sísmica de una estructura como "la modificación racional de sus propiedades estructurales para mejorar su desempeño en sismos futuros."

Los fines de una rehabilitación sísmica son proporcionar: 1) un incremento de resistencia; 2) incremento de ductilidad; 3) una modificación en la rigidez; o 4) una correcta combinación de estos tres aspectos, para satisfacer la capacidad sísmica requerida (Fig. 1.3).

La ductilidad se define como la capacidad de deformación en el rango inelástico sin deterioro de resistencia. Las estructuras muy rígidas pierden rápidamente su capacidad cuando son sometidas a deformaciones inelásticas. La calidad sísmica de la resistencia es una función de la ductilidad asociada con ella (Badoux, 1990).



$$W = \text{Trabajo Externa} = F_i d_i = 5Fh \theta \dots (1)$$

$$U_v = \text{Energía Interna} = \sum U_v + (M_{m1} + M_{m2})\theta \dots (2)$$

Energía interna en una viga (U_v)
 $\tan \theta \approx \theta$
 $y_1 = a\theta; y_2 = c\theta$
 $\theta_1 = \theta(a+c)/b$
 $U_v = M_v (\theta + \theta_1) = M_v \theta (L/b)$

Igualando (1) y (2), se obtiene "F"; luego por equilibrio se calcula el Cortante Basal asociado al mecanismo de falla por flexión.

Figura 1.2 Determinación de las Fuerzas Laterales Asociadas al Mecanismo de Falla por Flexión, Aplicando el Principio de Trabajo Virtual

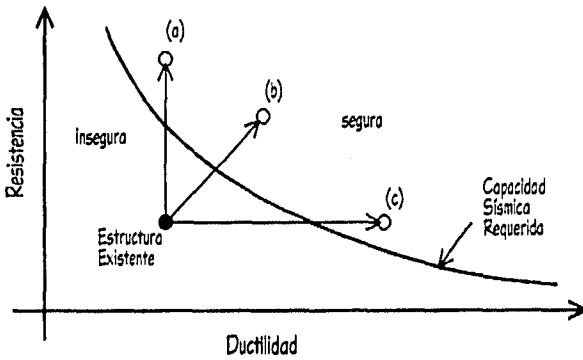


Figura 1.3 Concepto Básico de Rehabilitación Sísmica

Desde un punto de vista sísmico, la resistencia y la ductilidad no pueden ser disociadas; una deficiencia en resistencia y/o ductilidad debe ser analizada como un problema inherente al desempeño de la estructura.

Una estructura que exhibe un comportamiento dúctil es sísmicamente superior a una estructura frágil con resistencia similar, debido a su mejor capacidad de disipación de energía; en general, para una mayor ductilidad, menor será la resistencia necesaria para alcanzar un mismo estado límite de la estructura. Teóricamente, una estructura con gran ductilidad requiere de poca resistencia para resistir el movimiento del suelo. Sin embargo, los desplazamientos serían demasiado grandes e inaceptables.

Los puntos (a) y (c) en la Fig. 1.3 representan dos estructuras que satisfacen los requisitos de resistencia. La estructura (a) tiene poca ductilidad y depende de su resistencia para soportar sismos, mientras que la estructura (c) depende de su ductilidad. La curva carga lateral-distorsión para ambas estructuras se muestra en la Fig. 1.4.

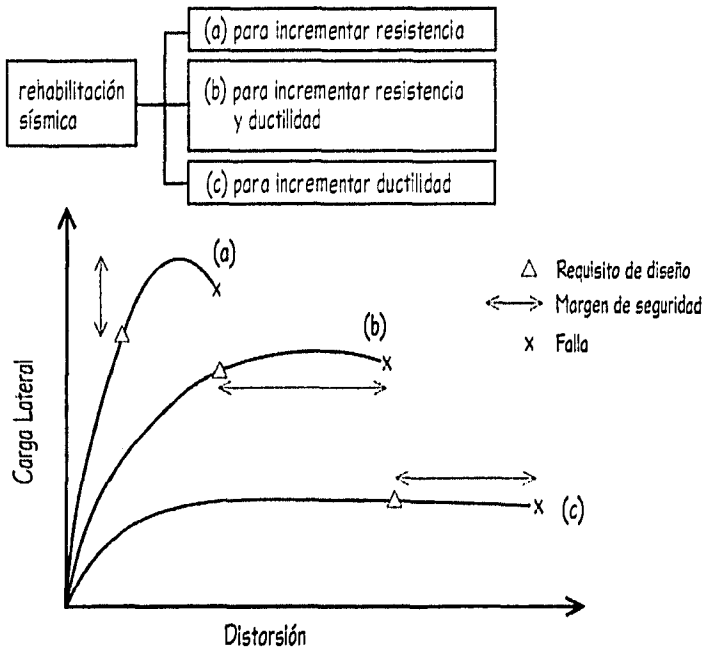


Figura 1.4 Relaciones Carga Lateral-Distorsión para una Estructura: (a) Basada en Resistencia; (b) Basada en Resistencia y Ductilidad y (c) Basada en Ductilidad

1.4 REVISIÓN DE TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN SÍSMICA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

En general, las técnicas de reparación y refuerzo empleadas en la mampostería de ladrillo han sido igualmente aplicadas a construcciones de piedra y de bloques de concreto. En una serie de ensayos en mesa vibradora de estructuras de mampostería Gulkan *et al.* (1979) encontraron que las estructuras de ladrillo y de bloques de concreto responden de manera similar a las fuerzas sísmicas.

En las secciones siguientes se presentan los resultados obtenidos en varios países como parte de programas experimentales realizados para evaluar el comportamiento de estructuras de mampostería rehabilitadas. También se mencionan los objetivos de cada investigación y las variables estudiadas.

1.4.1 Mampostería No Reforzada

La mampostería de piedra, tabique o bloque, sin refuerzo, tiene un comportamiento deficiente ante el efecto de sismo o de movimientos de la cimentación. Estas estructuras presentan dos defectos: la liga que se logra entre los muros transversales por el simple cuatraperio de las piezas no es suficiente para impedir el volcamiento de los muros ante empujes en su plano, y la falta de confinamiento y refuerzo hace que pueda ocurrir una falla frágil por el efecto de las cargas en el plano del muro.

Entre las técnicas para rehabilitar las construcciones de este tipo que presentan deterioro se encuentran el relleno de las grietas principales con lechada de cemento y la adición de recubrimiento de mortero reforzado con malla de alambre.

Sheppard y Terceelj (1980) evaluaron experimentalmente dos técnicas aplicadas a muros sometidos a carga horizontal cíclica y vertical constante. La investigación incluyó el ensayo, reparación o refuerzo y posterior reensayo de 18 muros, divididos en dos series. Las variables fueron la técnica de rehabilitación y el tipo de pieza. En la construcción de los muros se emplearon tres tipos de bloques de concreto, ladrillo macizo y mampostería de piedra. En la primera serie, diez muros fueron reparados mediante lechada de cemento puzolánico (relación cemento-puzolana-agua igual a 0.9:0.1:1 en peso). La reparación consistió en sellar las grietas inyectando lechada de cemento por tubos colocados a lo largo de la grieta. En la segunda serie, los ocho muros restantes se repararon y reforzaron por ambas caras con malla de alambre cubierta con mortero de cemento, aplicado en forma manual, de 3 cm de espesor. Se practicaron diez orificios por m² para sujetar la malla con alambres a través del muro.

La aplicación de lechada de cemento a presión en mampostería de bloques de concreto restituyó la resistencia original de los tableros ensayados. En el caso de la mampostería de piedra, la resistencia se incrementó hasta dos veces y media la capacidad original, ya que la lechada de cemento llenó huecos y cavidades y, por tanto, aumentó el área de contacto mortero - mampostería mejorando la adherencia y la interacción entre las piedras. En la segunda serie de muros, la resistencia original aumentó al doble con el empleo de malla de alambre y recubrimiento de mortero.

Kahn (1984) ensayó 17 tableros a compresión diagonal para evaluar la influencia del mortero lanzado como técnica de refuerzo así como varios mecanismos para mejorar la adherencia entre mampostería y mortero. Los tableros se construyeron con piezas macizas provenientes de la demolición de un edificio de 54 años de edad.

La investigación contempló el ensayo de tres series de tableros: a) nueve paneles de 91 x 91 cm para investigar tres condiciones de la superficie antes de lanzar el mortero: seca, pintada con resina epóxica de baja viscosidad y húmeda (tres tableros fueron saurados antes de la aplicación del mortero); b) seis tableros de 122 x 122 cm con piezas adosadas (tipo capuchino), que fueron utilizados para determinar si el empleo de barras de acero (conectores) aumentan la adherencia entre la mampostería y el mortero; y c) dos tableros sin recubrimiento, de 91 x 91 y 122 x 122 cm, ensayados como probetas de control. El espesor promedio de la capa de mortero lanzado, aplicado en una sola cara, fue de 8.9 cm. El mortero fue dosificado con una relación cemento:arena de 1:3 en volumen. El mortero lanzado se reforzó con malla de alambre electrosoldada 4x4/6-6¹, excepto en dos tableros en los cuales se proporcionó una cuantía de acero igual a 0.0019.

Para la segunda serie, en cuatro tableros se colocaron barras de acero del #3 (10 mm de diámetro) ancladas, mediante resina epóxica, en orificios de 19 mm de diámetro que penetraban completamente la primera hilada y la mitad de la segunda. En dos tableros no se colocaron anclajes. Los conectores se espaciaron a 82 y 41 cm.

¹ La nomenclatura de una malla 4x4/6-6 quiere decir que:
El paso entre alambres es de 4 pulg (101.6 mm).
Los alambres longitudinales y transversales son calibre 6 (4.88 mm de diámetro).

Los resultados experimentales confirmaron que el empleo de mortero reforzado con malla de alambre incrementa considerablemente la resistencia a cargas diagonales, en el plano de la mampostería no reforzada, y que, además, mejora la capacidad de deformación en el rango inelástico.

El tratamiento de la superficie no afectó la resistencia última o el patrón de agrietamiento final de los tableros, excepto para los paneles sin conectores y refuerzo; sin embargo, se recomienda que el muro se encuentre saturado - superficialmente seco, antes de aplicar el mortero. Los conectores permanecieron adheridos y no afectaron el comportamiento compuesto de los tableros. Estos resultados sugieren que el uso de conectores y de resina epóxica en la interfaz mampostería - mortero es innecesario.

Kahn (1984) recomienda que para el cálculo de la resistencia se incluya la capacidad a cortante del mortero más la del acero de refuerzo, sin considerar la contribución de la mampostería.

1.4.2 Mampostería Confinada

El comportamiento sísmico de construcciones con muros confinados con dalas y castillos ha sido definitivamente mejor que el de la mampostería no reforzada. Al estar rodeados por un marco ligero de concreto, los muros tienen una capacidad de deformación mucho mayor y no fallan bruscamente al agrietarse (falla de tipo frágil). Los castillos y dalas permiten realizar, además, una liga eficaz de los muros entre sí y de éstos con los sistemas de piso.

Es importante recalcar que con este sistema, a pesar de que se reduce la probabilidad de un colapso de la estructura (aumenta $V_{n\max}$), no se evitan los agrietamientos diagonales en los muros y que la resistencia a tensión diagonal de la mampostería no se incrementa apreciablemente por la presencia de las dalas y los castillos.

Dentro de las diversas propuestas de rehabilitación para estructuras con muros de mampostería confinada se incluyen las siguientes:

- 1) Relleno de las grietas principales.
- 2) Inserción y anclaje de refuerzo en perforaciones hechas a lo largo de la junta de mortero.
- 3) Empleo de grapas a través del agrietamiento principal del muro.
- 4) Malla de alambre sujeta a los muros de mampostería y recubierta con mortero.

Estas técnicas se han evaluado experimentalmente en especímenes a escalas reducida y natural, sometidos a compresión diagonal y a carga lateral cíclica en su plano. En secciones siguientes se presenta una revisión de los estudios realizados en Chile, Argentina, Perú, Colombia y México, países cuya situación social requiere soluciones económicas al problema de rehabilitar la vivienda.

1.4.2.1 Relleno de las Grietas Principales

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se rehabilitaron tres muros que habían sido previamente llevados a la falla bajo carga monótona (Hernández, 1981). Los muros eran de tabique extruido con castillos en sus extremos; la falla consistió en una grieta de tensión diagonal en el muro que se prolongó a los castillos. En general, los muros se llevaron a un estado muy avanzado de daño por lo que fue necesario reparar la mampostería y el marco confinante. En todos los casos los castillos se resanaron con un mortero de alta resistencia; en la mampostería la reparación se efectuó de diversas maneras.

El muro 1 sufrió una falla por cortante (grietas por las juntas) y se reparó rellenando las grietas con mortero de alta adherencia. En el muro 2 la reparación se efectuó rellenando las grietas con un mortero de cemento que contenía un aditivo para aumentar la adherencia; después se volvió a colocar el aplanado que originalmente tenía. El muro 4 se reparó en la zona de falla con mortero de cemento.

En la Tabla 1.1 se presentan las características originales de los muros y las que se determinaron después de la reparación. El ensayo de los muros reparados se efectuó bajo las mismas condiciones que el original.

Tabla 1.1 Comparación de Propiedades de Muros Reparados por Hernández (1981)

Muro No.	Características adicionales en el muro reparado	Carga Máxima ^a [t]		Distorsión ^b [$\times 10^{-3}$]	
		Original	Reparado	Original	Reparado
1	Reparación de grieta con mortero Polímer	19.2	16.9	0.83	0.61
2	Reparación de grieta con mortero Adhesión	24.8	13.2	1.15	0.63
4	Reparación de grieta con mortero común	11.2	7.4	0.98	7.29

^a 1 t = 9.81 kN

^b Distorsión asociada al cortante máximo

El muro 1 recuperó casi totalmente la resistencia y rigidez originales (Fig. 1.5a); la falla del muro reparado la ocasionó una grieta diferente a la del muro original, lo cual reflejó la buena adherencia del material empleado.

En los muros 2 y 4 se presentó la misma configuración de agrietamiento que en el muro original. El muro 2 conservó, hasta la falla, la misma rigidez que el original, pero su resistencia fue del orden de la mitad (Fig. 1.5b).

El comportamiento del muro 4 demostró que resanar simplemente las grietas con mortero común no es eficiente como método de reparación; la rigidez y la resistencia originales no se alcanzaron (Fig. 1.6).

Maldonado y Olivencia (1992), presentaron los resultados de la rehabilitación de dos muros construidos uno con piezas macizas de arcilla y otro con piezas huecas de tipo industrial. Los especímenes formaron parte de una serie de tres muros, incluidos en la investigación sobre técnicas de reparación en edificaciones típicas de mampostería.

Los muros originales se ensayaron aplicando ciclos de carga lateral estática hasta un nivel de daño predeterminado, de manera que los especímenes pudieran ser reparados posteriormente.

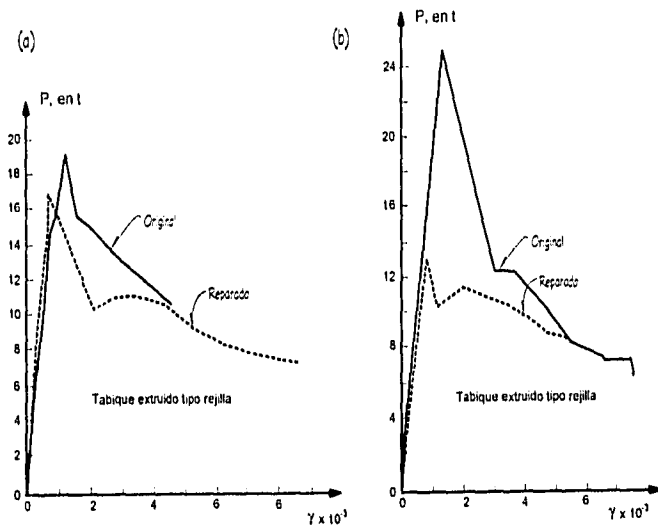


Figura 1.5 (a) Muro 1. Reparación de Grieta con Adhesivo Polímer; (b) Muro 2. Reparación de Grieta con Adhéción

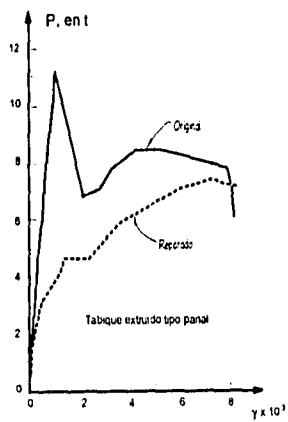


Figura 1.6 Muro 4. Reparación de Grieta con Mortero Común (Hernández, 1981)

Para reparar el primer muro (Fig. 1.7) se limpiaron las grietas con agua y aire a presión y se rellenaron con mortero epóxico. En la Tabla 1.2 se presenta un resumen de las principales características de comportamiento medidas.

La deformabilidad que exhibió el muro reparado bajo carga lateral (Fig. 1.8) se asoció al comportamiento como sólido elástico del mortero epóxico.

El segundo muro se reparó conforme a la secuencia siguiente: 1) se limpiaron las grietas con agua y aire a presión, removiéndose fragmentos sueltos de bloques muy dañados; 2) se humedecieron ambos lados del muro y se rellenaron las grietas con lechada de cemento; 3) se colocó mortero de cemento en los huecos que presentaba el muro; y 3) se aplicó un recubrimiento de mortero de muy poco espesor (1 cm en promedio). Este espécimen mostró un comportamiento frágil, con aplastamiento de los bloques en algunas zonas (Fig. 1.9).

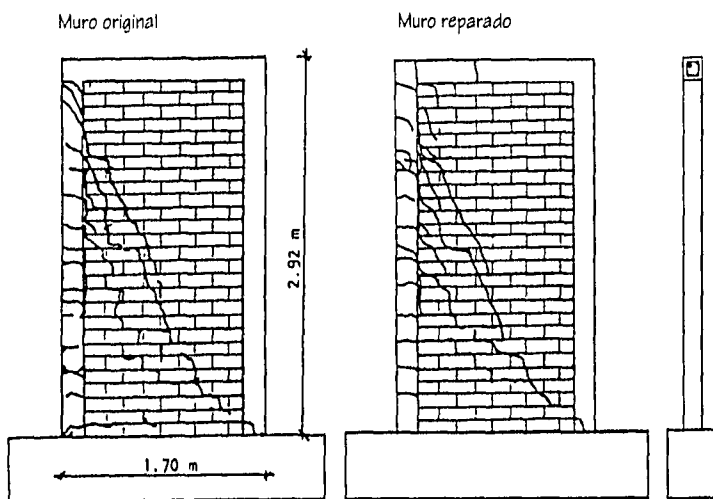


Figura 1.7 Estado de Daño del Muro Original y del Muro Reparado (Maldonado y Olivencia, 1992)

Tabla 1.2 Resultados del Ensaye del Muro Reparado con Mortero Epóxico (Maldonado y Olivencia, 1992)

Concepto	Unidades	Muro Original	Muro Reparado
Módulo de rigidez a cortante, G	kN/m^2	3 864	676
Rigidez	N/m	16 120	2 570
Cortante de agrietamiento	N/m^2	1 334	580
Esfuerzo cortante máximo	N/m^2	2 510	2 010
Energía acumulada	J	3.9×10^3	8.9×10^3
Factor de ductilidad		2	5

Nota: $1 \text{ N/m}^2 = 1.02 \times 10^{-5} \text{ kg/cm}^2$

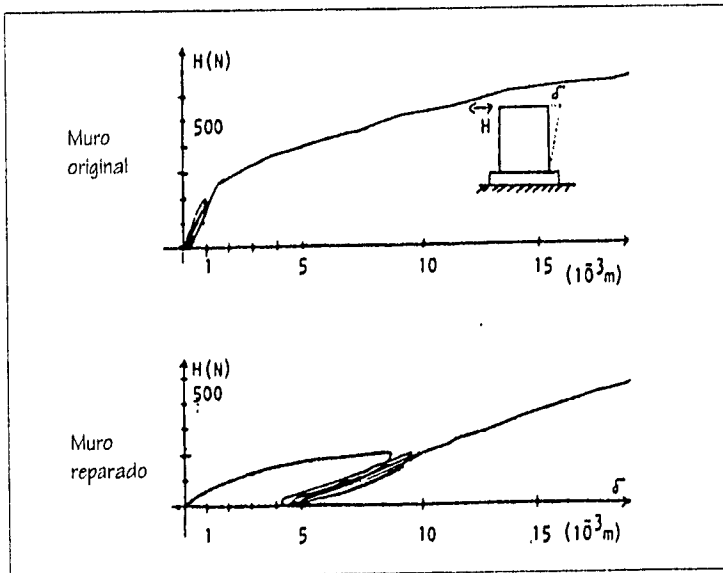


Figura 1.8 Comparación de la Respuesta Carga Lateral - Desplazamiento (Maldonado y Olivencia, 1992)

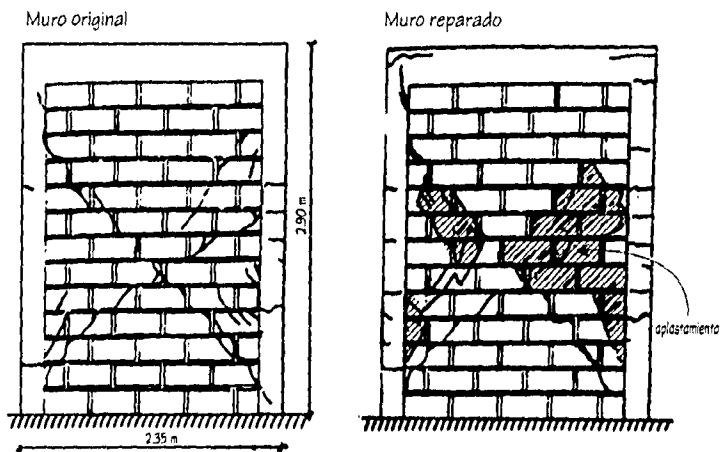


Figura 1.9 Estado de Daño del Modelo Original y el Muro Reparado
(Maldonado y Olivencia, 1992)

Los valores de la resistencia a cortante y de la rigidez inicial en los muros reparados fueron inferiores a los medidos en los muros originales, mientras que la capacidad de disipación de energía y de deformación aumentaron (Fig. 1.10). Sin embargo, el patrón de agrietamiento original (Figs. 1.7 y 1.9) fue similar al del reparado lo que indica que el modo de falla por tensión diagonal de la mampostería prevaleció. La dirección de las grietas en el muro reparado fue paralela al agrietamiento original.

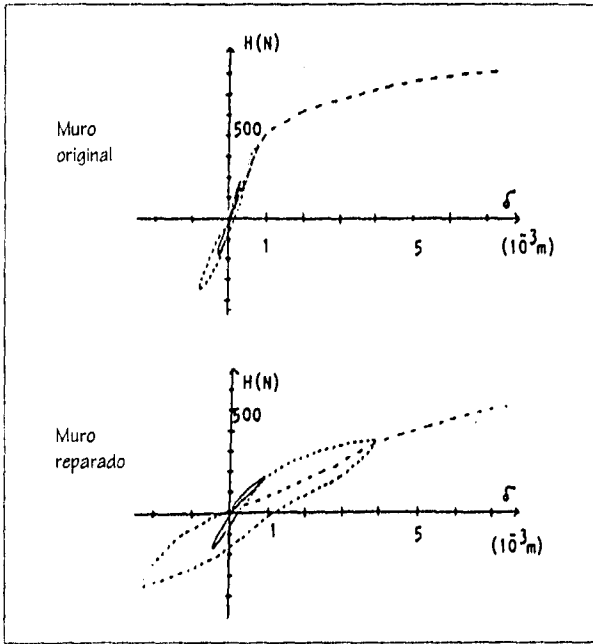


Figura 1.10 Comparación de la Respuesta Histerética Carga Lateral - Desplazamiento (Maldonado y Olivencia, 1992)

1.4.2.2 Inserción y Anclaje de Alambres de Acero

Tomando en cuenta el modo de falla típico en muros de mampostería (por tensión diagonal y corte) y tratando de proporcionar capacidad de deformación adicional al muro, se propuso incluir alambres de acero, separados adecuadamente, en perforaciones practicadas a lo largo de las juntas horizontales del mortero (Aguila *et al.*, 1988). Se ensayaron a compresión diagonal, ocho muretes cuadrados (120 cm de lado) de ladrillos cerámicos huecos. Las variables estudiadas fueron la cuantía de acero horizontal (colocado en una o ambas caras) y el tipo de mortero (epóxico o de cemento) para adherir los alambres a la hilada.

En la Fig. 1.11 se muestra el detalle del refuerzo. El método se evaluó como solución de refuerzo, en muretes sin daño previo, y como técnica de reparación, empleando muretes dañados con resistencia y rigidez degradadas. El comportamiento fue comparado con el de muretes de control sin ningún refuerzo horizontal.

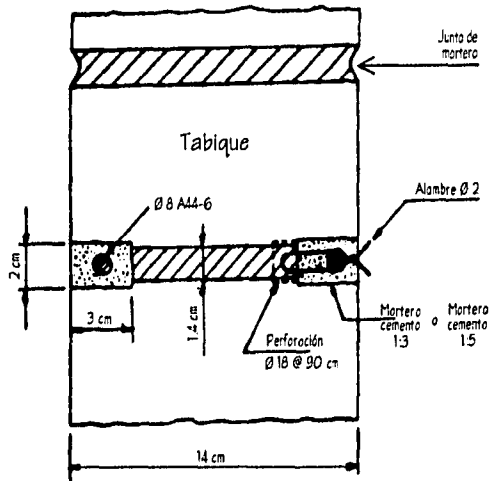


Figura 1.11 Detalle de la Inserción y Anclaje de Barras de Acero (Aguila *et al.*, 1988)

Los muretes sin daño reforzados con alambres adheridos con mortero epóxico, tuvieron una resistencia 30% superior a la de los muretes con mortero de cemento. Este incremento es atribuible a la mayor resistencia a tensión de la resina epóxica y a una mejor adherencia. Sin embargo, no se observó cambio en la tasa y magnitud de la degradación de resistencia. La rigidez de los muretes no varió con el tipo de mortero.

El empleo de refuerzo horizontal incrementó la capacidad de deformación, una vez ocurrido el primer agrietamiento. No obstante, resultó indistinto, para una cantidad de refuerzo dada, emplearlo en una o ambas caras. Para los muretes reparados la degradación de rigidez fue mayor que la observada en las pruebas de muretes sanos. La rigidez final fue entre 13 y 20% de la rigidez original. El patrón de agrietamiento observado presentó una falla mixta, con grietas por tensión diagonal que penetraron la unidad y por corte que continuaron en la junta.

En los muretes reparados empleando mortero de cemento se recuperó cerca del 80% de la resistencia inicial mientras que sellando la grieta principal con mortero epóxico la resistencia aumentó en 37% sobre la resistencia original. La rigidez resultó inferior a la de los muretes de control, lográndose recuperar cerca del 30% al emplear mortero epóxico en la junta.

1.4.2.3 Empleo de Grapas en el Agrietamiento Principal

Esta técnica de rehabilitación fue evaluada por W. Medrano (1985) en dos muros de 240 x 240 x 13 cm contruidos con piezas de tipo artesanal, sometidos a carga lateral cíclica alterna (San Bartolomé, 1983). En uno de los muros se hizo una *costura* con ocho grapas horizontales del #2 (6.4 mm de diámetro), dispuestas cuatro en cada lado del muro (Fig. 1.12a). En el otro muro, se colocaron cuatro grapas inclinadas en cada cara del muro, dispuestas alternadamente en direcciones ortogonales al agrietamiento principal (Fig. 1.12b).

El anclaje del refuerzo adicional se realizó en perforaciones hechas en la mampostería. Como parte de esta técnica, se sustituyeron las piezas sueltas por otras de mejor calidad ($f_p^* = 100 \text{ kg/cm}^2 = 9,8 \text{ MPa}$);² las grietas principales fueron 'rajueleadas' es decir, se ensancharon y luego se rellenaron con mortero de cemento y pedacera de tabique. La parte cenral de los tableros, que exhibió daño severo, se rellenó con concreto después de retirar las piezas aplastadas. Finalmente, el concreto dañado en los extremos de los castillos se restituyó con concreto ($f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 20,6 \text{ MPa}$) aplicando resina epóxica en la interfaz de concreto original y concreto nuevo. No se utilizó recubrimiento de mortero en el muro.

² f_p^* es la resistencia de diseño en compresión de las piezas.

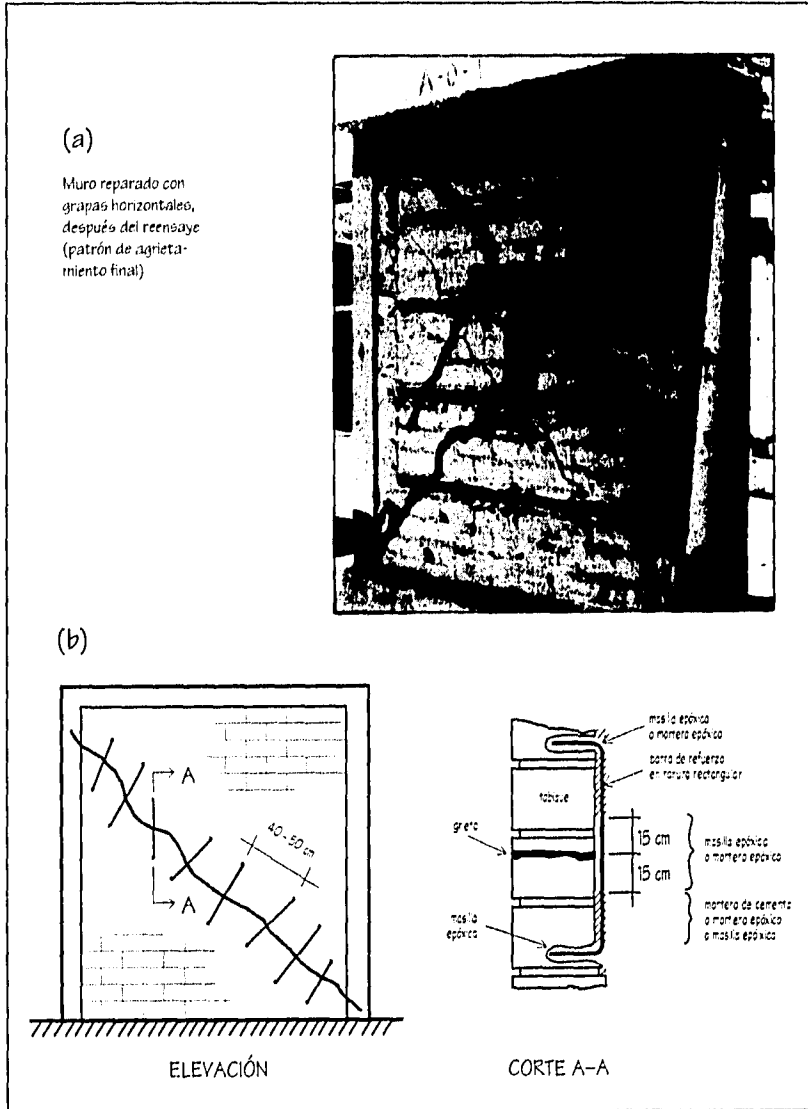


Figura 1.12 Muros Reparados; (a) con Grapas Horizontales y (b) con Grapas Inclinas (W. Medrano, 1985)

Los resultados mostraron que la rigidez lateral inicial del muro reparado fue 60% del valor original. La resistencia al primer agrietamiento diagonal de los muros reparados fue igual al 50% de la resistencia original, sin embargo, la contribución del refuerzo adicionado en la reparación (después de ocurrir el agrietamiento diagonal) permitió incrementar la resistencia respecto a la de los muros originales en más del 20%. La reparación local en los extremos de los castillos no sufrió daño. El modo de falla de los especímenes original y reparado fue el mismo. El comportamiento del muro reparados con acero inclinado no fue satisfactorio debido al pandeo de las grapas. En la Tabla 1.4 se presenta un resumen de las principales características del comportamiento medidas.

Tabla 1.4 Comparación de Propiedades de Muros Reparados (W. Medrano, 1985)

Características del Refuerzo	Muros Originales				Muros Reparados		
	$V_{agrietamiento}$	$V_{máx}$	K_0	K_{final}	$V_{agrietamiento}$	$V_{máx}$	K_0
Grapas horizontales	12.4 t	14.8 t	93 t/cm	3.7 t/cm	5.0 t	20.3 t	64 t/cm
Grapas inclinadas	10.6 t	14.3 t	95 t/cm	5.0 t/cm	5.7 t	17.8 t	56 t/cm

1t = 9.81 kN

1.4.2.4 Malla de Alambre y Recubrimiento de Mortero

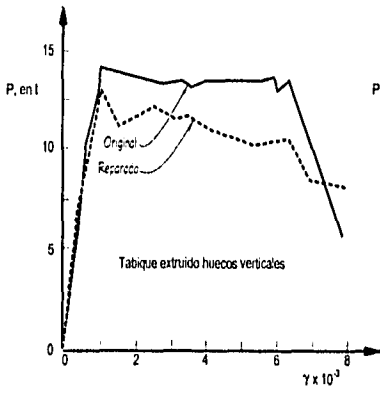
La técnica de rehabilitación que incluye la adición de malla de alambre y recubrimiento de mortero, en una o ambas caras, se ha evaluado experimentalmente en muros de ladrillos industrializados con perforaciones (tipo rejilla) y macizos hechos a mano (artesanal), así como de bloques de concreto (Hernández, 1981; Delfín *et al.*, 1991; Maldonado y Olivencia, 1992).

Para evaluar el comportamiento de esta técnica de rehabilitación en muros de mampostería confinada, se rehabilitaron cinco muros que habían sido llevados a la falla (Hernández, 1981). Tres de ellos, construidos con tabique extruido, se reensayaron aplicando carga monótona y los dos restantes, construidos con tabique artesanal, se reensayaron aplicando carga cíclica alterna. En general, los muros se llevaron a un estado de daño severo.

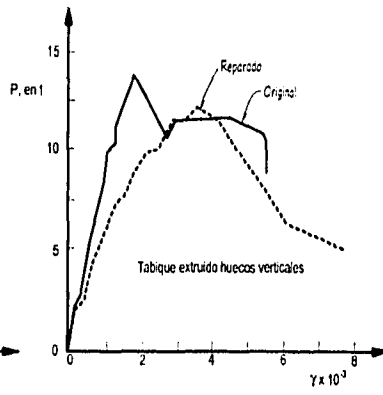
En todos los casos, los castillos se resanaron con mortero de alta resistencia; en la mampostería, la reparación se efectuó de diversas maneras.

En los tres primeros muros con tabique extruido, las grietas principales se rellenaron con mortero de cemento y pedacera de tabique (rajueleo) y con mortero de alta adherencia en los demás. El tipo de malla de alambre dispuesta por una cara y el material de recubrimiento fueron las variables en el ensayo de los tres primeros muros. Las características de los materiales empleados en los muros de tabique extruido fueron las siguientes: a) malla tipo gallinero y aplanado de yeso; b) malla entrelazada de 7 cm por lado fija, mediante taquetes, al marco perimetral y al muro, con aplanado de yeso y cemento; y c) malla tipo gallinero con aplanado de cemento y yeso. En los dos muros restantes de tabique artesanal se varió la cuantía del refuerzo. A un muro se le colocó malla de alambre electrosoldada 6x6/14-14, por ambas caras, mientras el otro incluyó el doble de refuerzo empleando para tal efecto el mismo tipo de malla pero doble. Ambos muros se cubrieron con mortero de cemento (relación cemento:arena de 1:3 en volumen). Las mallas de refuerzo de ambas caras se sujetaron entre sí. En la Tabla 1.5 se resume el programa experimental.

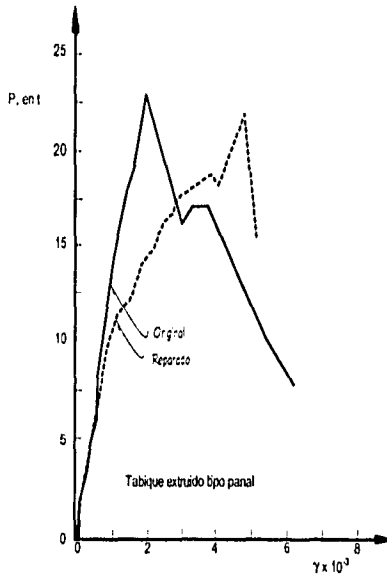
Durante el ensayo de los tres primeros muros el recubrimiento se despegó de la mampostería a distorsiones del 0.40%, provocando que la malla se desligara sobre la diagonal a compresión y, por consiguiente, disminuyera la resistencia (Fig. 1.13). Con base en lo anterior, se recomendó emplear recubrimientos con mayor adherencia e incluir mecanismos que sujeten la malla a la mampostería. En el primero y segundo muros reparados se restituyó la rigidez original, mientras que en el tercero no se alcanzó dado que el aplanado de yeso original era de mayor resistencia que el empleado en la reparación para cubrir la malla.



Reparación de grieta con mortero común, malla de gallinero y aplanado de yeso



Reparación de grieta con mortero común, malla de gallinero y aplanado de yeso y cemento



Reparación de grieta con mortero común, malla trenzada y aplanado de mortero

Figura 1.13 Comportamiento de los Tres Primeros Muros Ensayados (Hernández, 1981)

Tabla 1.5 Comparación de Propiedades de los Muros Ensayados por Hernández (1981)

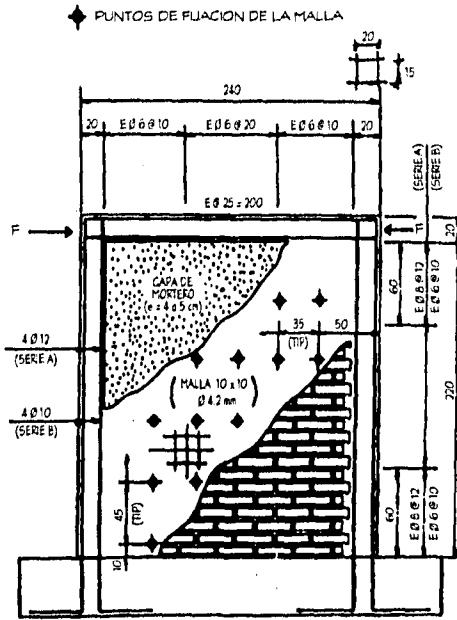
Características adhe- sionales en el muro reparado	Cantidad de acero	Carga Máxima ^a [t]		Distorsión ^b [$\times 10^{-3}$]	
		Original	Reparado ^c	Original	Reparado
Reparación con mortero común malla de gallinero y recubrimiento de yeso	0.0008	14.1	13.0	1.03	1.02
Reparación con mortero común malla trezada y recubrimiento	0.001	22.8	18.1	1.99	3.79
Reparación con mortero común y malla de gallinero	0.0008	14.8	12.2	1.73	3.52
Reparación con mortero 1:0:3 (cemento:cal:arena) y malla de acero	0.0008	5.7	13.0	—	—
Similar al anterior	0.0015	5.8	>>>13.0	—	—

^a $t = 9.81 \text{ kN}$

^b Distorsión se define como la relación entre el desplazamiento lateral medido y la altura del muro

De manera similar, se efectuaron ensayos en 11 muros de 240 x 240 cm (Delfin *et al.*, 1991). Los muros fueron rehabilitados y ensayados bajo carga vertical constante y horizontal cíclica alterna. Las variables fueron: a) el método de aplicación del mortero de cemento (manual o neumático); b) el nivel de daño del muro por reparar; y c) el tipo de ladrillo utilizado (ladrillos cerámicos de arcilla perforados hechos a máquina tipo rejilla y sólidos hechos a mano de tipo artesanal).

Antes de la colocación de la malla, la intersección de las grietas principales se rellenó con mortero de cemento. Se utilizó malla de alambres de 4.2 mm de diámetro y paso igual a 10 cm en ambas direcciones. En algunos especímenes, la malla se colocó en un lado del muro solamente; en otros casos, por ambos lados. La malla se fijó al tablero en 25 puntos (6 amarres por m^2 de mampostería) dejando una separación de 1 cm entre la malla y el muro (Fig. 1.14). Antes de aplicar el recubrimiento de mortero, los muros se martelinaron y se saturó su superficie. El recubrimiento de mortero, con espesor de 4 a 5 cm por lado, se dosificó de acuerdo al tipo de aplicación: 1:3:3 (cemento:arena) para el método manual y 1:3.7 para aplicar mortero lanzado.



Dimensiones en cm

Figura 1.14 Detalles de la Técnica de Rehabilitación Empleada por Delfin *et al.* (1991)

La falla en los especímenes reparados estuvo dominada por flexión. Se formaron algunas grietas inclinadas delgadas en el recubrimiento de mortero, y se observaron grietas horizontales amplias, en la base del muro, que se extendieron y penetraron a los elementos confinantes conforme transcurrió el ensaye. El empleo de mortero reforzado con malla de alambre electrosoldado proporcionó una resistencia adicional a corte, lo cual explica el cambio en el modo de falla a flexión. Los especímenes reparados tanto con mortero lanzado como colocado manualmente alcanzaron cargas mayores a las resistencias originales. La rigidez lateral de los especímenes reparados fue, en promedio, 60% del valor original. Los muros reparados fueron más dúctiles que los originales para distorsiones mayores de 0.4%. Sólo hasta la etapa final del ensaye el recubrimiento de mortero se desprendió de la mampostería.

Para determinar la eficacia del mortero lanzado reforzado con malla de alambre como técnica de rehabilitación para mampostería de concreto, se repararon y ensayaron cuatro muros de mampostería confinada de bloques de concreto (Delfin *et al.*, 1992) como parte de un programa de investigación ya mencionado. Los muros originales se ensayaron hasta un nivel de distorsión máximo de 0.75%, exhibiendo un grado de daño severo (agrietamiento inclinado en la mampostería, y agrietamiento y aplastamiento de los extremos inferiores de los castillos). La rigidez remanente promedio fue del 20 al 30% de la rigidez inicial para una distorsión de 0.75%. Las variables incluyeron el paso de la malla (10 ó 20 cm con alambres de 4.2 mm de diámetro Grado 50), y el número de caras del muro reforzadas con malla electrosoldada. De esta manera, se ensayaron un muro con malla de 10 cm de paso y mortero lanzado por una cara, así como tres muros con malla de 20 cm de paso y mortero lanzado, por ambas caras. La rehabilitación incluyó el reemplazo del material en las juntas de mortero deterioradas y en las zonas de concreto aplastado. Los muros se saturaron antes de la colocación del mortero. Se utilizó una mezcla seca para el mortero lanzado; el espesor del mortero fue de 3 a 4 cm. La resistencia del mortero en corazones de 10 cm fue de 396 kg/cm² (38.8 MPa). No se emplearon anclajes mecánicos para sujetar la malla al muro; se supuso que el trabajo de la malla se daría por la adherencia entre el mortero y el muro.

De manera general, a distorsiones del orden de 0.25 a 0.38% se formaron grietas horizontales por flexión en la base de los muros y de los castillos. A distorsiones de 0.50% aparecieron grietas inclinadas en el recubrimiento de mortero. La falla de los muros ocurrió después del aplastamiento y desconchamiento de los bloques de concreto en el talón comprimido por flexión. No se observó daño significativo en el recubrimiento de mortero debido a que el incremento en resistencia a cortante fue muy elevado comparado con la resistencia a flexión de los tableros, de modo que el mortero fue muy poco esforzado. La rigidez lateral inicial del muro rehabilitado por una cara fue menor que la original, siendo sólo del orden de 55 a 90%; en los muros rehabilitados por ambas caras se alcanzó una recuperación completa de la rigidez inicial. La cantidad de acero no influyó en la rigidez inicial del modelo reparado. Las cargas al primer agrietamiento horizontal en los muros rehabilitados por una o ambas caras excedieron las de los muros originales en 20 y 40%, respectivamente.

Los muros rehabilitados mostraron un comportamiento estable, caracterizado por una mejor capacidad de deformación que la medida en los muros originales.

Un comportamiento similar se obtuvo en la rehabilitación de un muro de 290 x 130 cm, construido con piezas macizas de arcilla del tipo industrial (Maldonado y Olivencia, 1992). La rehabilitación del muro formó parte de una investigación acerca de la factibilidad de tres técnicas de reparación (Fig. 1.15).

Previo a la colocación de la malla, se limpiaron las grietas con agua y aire a presión, se inyectaron las grietas con mortero de cemento (proporción 1:3 en volumen) por ambas caras y se colocaron alambres, en perforaciones hechas a través del muro, para anclar la malla. Los alambres se dispusieron a cada 40 cm. El refuerzo, en ambos lados del muro, consistió de una malla romboidal de alambre y una retícula de alambre de acero de 4.0 mm de diámetro entrelazada a cada 40 cm. Sobre la malla se aplicó un recubrimiento de mortero de un centímetro de espesor (en promedio). La resistencia máxima sobrepasó la alcanzada en el muro sin daño, mientras que la rigidez inicial no varió significativamente (Fig. 1.16).

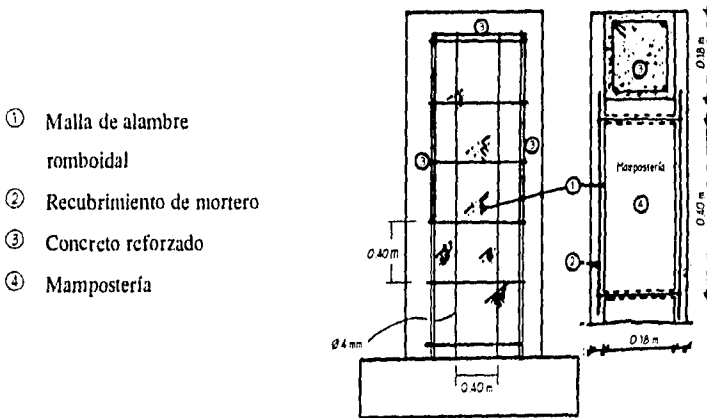


Figura. 1.15 Detalles de la Técnica de Rehabilitación Empleada por Maldonado y Olivencia (1992)

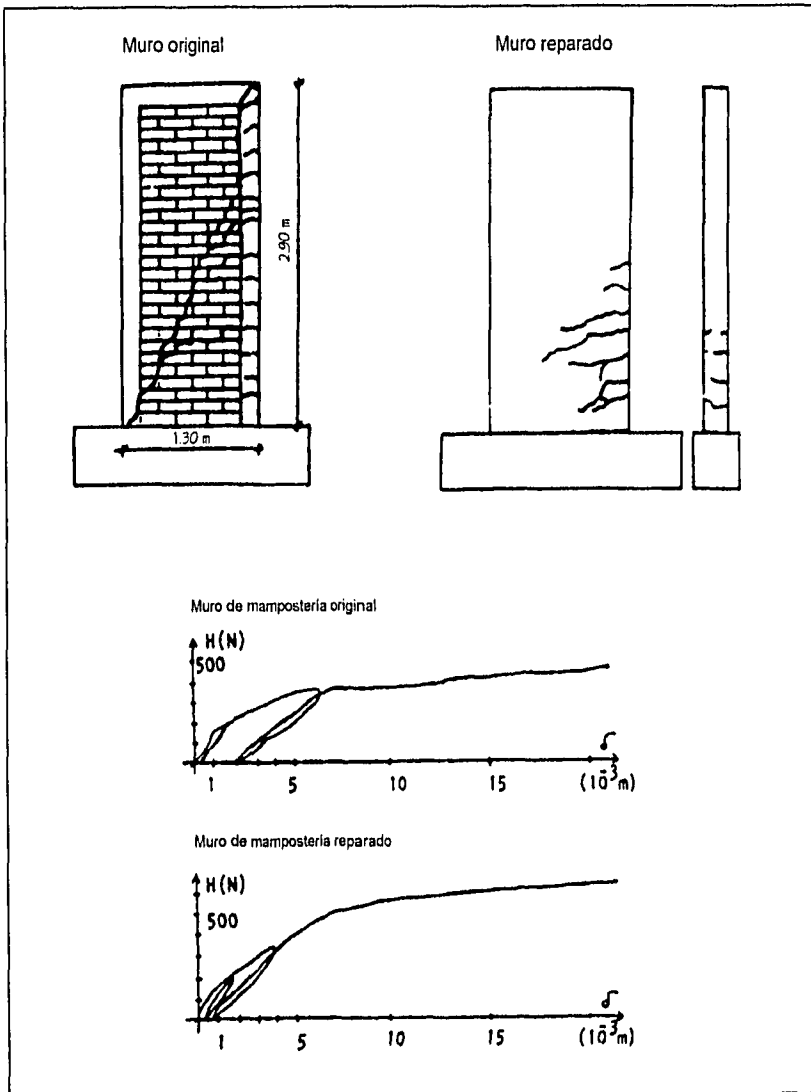


Figura 1.16 Estado de Daño y Comportamiento ante Carga Lateral del Muro Original y Reparado (Maldonado y Olivencia, 1992)

1.4.3 Mampostería Reforzada

Los muros reforzados se caracterizan por llevar refuerzo en el interior de la mampostería. Este refuerzo generalmente está distribuido a lo largo de la altura del muro (refuerzo horizontal) como de su longitud (refuerzo vertical).

El ensayo de muros de mampostería con refuerzo interior reparados o reforzados es escasa. En general, los métodos de rehabilitación para estructuras de mampostería sin refuerzo y confinada son técnicamente aplicables a estructuras de mampostería reforzada.

Como parte de un programa experimental sobre rehabilitación de estructuras de mampostería llevado a cabo en Chile, se repararon y ensayaron cuatro muros con refuerzo interior construidos con bloques de concreto (Delfín *et al.*, 1992). El procedimiento constructivo y las variables de la reparación son similares a la descripción del acápite 1.4.2.4. Se ensayaron dos muros con malla de 10 cm de paso y mortero lanzado por una cara, así como dos muros con malla de diferente paso (10 y 20 cm) y mortero lanzado por ambas caras. En las pruebas se observó la falla por adherencia en el refuerzo vertical interior.

Los muros reparados por ambas caras exhibieron un ligero aumento en su rigidez original, del orden de 6 a 16%. Para un nivel de distorsión de 0.38%, los muros reparados por una cara no alcanzaron su resistencia original, mientras que los reparados por ambas caras la excedieron en un 20 a 30%.

1.5 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

En general, un esquema de rehabilitación adecuado debe minimizar interrupciones del uso de la estructura durante la reparación, considerar las necesidades futuras de la estructura, satisfacer los reglamentos vigentes y apearse a los aspectos de seguridad, y al mismo tiempo, debe ser una solución práctica y económica.

El esquema de rehabilitación propuesto debe ser acorde a las necesidades estructurales de la construcción, siendo indispensable practicar una evaluación previa del inmueble. Dicha evaluación permitirá evaluar el grado de daño de la edificación y de los elementos estructurales, por lo cual se sugiere que sea efectuada por personal calificado. Un levantamiento cuidadoso de los daños permitirá establecer las características deseables de rehabilitación en el inmueble y, por consiguiente, el esquema de reparación y/o refuerzo adecuado.

Desde el punto de vista de resistencia sísmica es deseable recuperar, en las estructuras reparadas, la misma resistencia de proyecto o el mismo comportamiento estructural del sistema (resistencia, rigidez y ductilidad). Para realizar un diseño que cumpla con este propósito, es necesario contar con resultados de pruebas de laboratorio de la técnica de reparación seleccionada.

Los esquemas de rehabilitación que se presentaron en este capítulo, son igualmente aplicables a mamposterías de ladrillo y de bloques de concreto; utilizados correctamente, pueden restituir la resistencia, rigidez o una combinación de ambas propiedades estructurales, así como aumentar la capacidad de deformación y disipación de energía, en las construcciones dañadas. Es importante elegir la técnica adecuada para evitar que la estructura presente un comportamiento indeseable y diferente de la concepción original de la rehabilitación.

Para el diseño de un esquema de rehabilitación deben conocerse las propiedades de los materiales tanto de la estructura original, como las de aquéllos a emplearse en la rehabilitación (Ruiz, 1995). Las condiciones particulares de cada país pueden ser determinantes en lo que se refiere a calidad de los materiales, o en la propia ejecución, por eso los parámetros obtenidos experimentalmente deben considerarse cualitativamente.

Ninguno de los trabajos revisados presenta el grado de recuperación estructural asociado a cada variable en estudio. La bibliografía revisada hace referencia únicamente al comportamiento general de la rehabilitación.

La evidencia experimental ha indicado que es necesario preparar la grietas principales y la superficie de los muros (reparación local) antes de emplear cualquier técnica de rehabilitación.

Los muros de mampostería agrietados se pueden reparar localmente mediante la inyección de resina epóxica de baja viscosidad (grietas con anchuras mayores que 0.13 mm), sin embargo el proceso constructivo es laborioso y costoso; en ocasiones pueden llegarse a requerir grandes cantidades de resina. Las resinas tienen el inconveniente de su baja resistencia al calor (pierden su resistencia a temperaturas por encima de los 100° C). Una alternativa más económica cuando las grietas tienen anchuras mayores que 3.2 mm consiste en rellenarlas con mortero epóxico o de cemento. En los esquemas de rehabilitación revisados la reparación local favoreció el comportamiento del método.

Cuando solamente sea necesario recuperar la capacidad original de muros de mampostería confinada que no presenten daño en los castillos, se sugiere rellenar las grietas principales con mortero de cemento.

El uso de malla de alambre y recubrimiento de mortero parece aumentar al doble la resistencia original de muros de ladrillo y bloques, sometidos a carga lateral; típicamente se utilizan pequeñas cantidades de alambres delgados de acero adheridos a la superficie de los muros mediante una capa de mortero. Esta opción permite recuperar e incluso aumentar la rigidez original, mejorar las características de disipación de energía y capacidad de deformación y evitar o retrasar una falla frágil. Este esquema de rehabilitación es común en la práctica constructiva mexicana, sin embargo se lleva a cabo de manera intuitiva.

La inclusión de refuerzo en forma de alambre o grapas, tanto en la junta horizontal como perpendicular a la grieta, no evidenció ventajas apreciables sobre las demás técnicas revisadas.

En suma, para reparar y reforzar estructuras de mampostería a un costo bajo se sugiere el uso de malla electrosoldada y recubrimiento de mortero. La elección se basa en las ventajas que ofrece el método para un diseño racional; con resultados experimentales resultaría relativamente fácil calibrar una expresión para estimar la resistencia esperada en función del porcentaje de acero proporcionado por los alambres horizontales de la malla. Una ecuación más refinada podría considerar otras variables tales como la participación del recubrimiento de mortero y la contribución de los alambres verticales al mecanismo resistente.

Se deben elaborar guías que faciliten la evaluación de estructuras de mampostería dañadas y el diseño de su rehabilitación. Es aconsejable realizar ensayos de muros de mampostería que permitan evaluar la eficiencia del sistema malla - anclaje - mortero.

CAPÍTULO 2

COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los aspectos más importantes del diseño, construcción y ensayo de la estructura tridimensional de dos niveles a escala natural de mampostería confinada, modelo **3D**, diseñada y construida en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres. Una explicación más detallada y completa se puede encontrar en la tesis de maestría de Sánchez (1996).

El modelo fue sometido a pruebas de vibración ambiental y a un ensayo destructivo bajo cargas laterales cíclicas alternadas. Aunque las deformaciones por flexión influyeron inicialmente en el comportamiento, la respuesta estuvo regida por deformaciones de corte. La estructura presentó un comportamiento histerético simétrico y estable con capacidades aceptables de disipación de energía y deformación. La resistencia medida experimentalmente excedió en 95% a la calculada de acuerdo a las expresiones de diseño del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. La seguridad ante cargas laterales del modelo fue superior a la considerada en el reglamento (Alcocer *et al.*, 1993a).

2.2 ANTECEDENTES

2.2.1 Comportamiento Sísmico de Estructuras de Mampostería Confinada

La respuesta de una estructura a un sismo es función de sus periodos naturales de vibración; comúnmente el primer modo de vibración controla la respuesta. Entre más cercano se encuentre el periodo dominante de la excitación sísmica del primer periodo natural de la estructura, más grande será la respuesta.

El periodo es por sí solo función de la rigidez y de la masa de la estructura; así

$$T \approx 2\pi \sqrt{m/k}$$

Entre más rígida y ligera una estructura, menor será su periodo natural de vibración.

En general, se sabe que una estructura flexible se comporta mejor cuando está desplantada en un suelo rígido y una rígida cuando lo está en suelo blando. Aunque en esta definición quedan demasiado vagos los términos de rigidez de estructuras y suelos, lo importante es que haya bastante diferencia, de ser posible, entre los periodos dominantes propios del terreno y de la estructura. Esto fue claramente demostrado en los sismos de septiembre de 1985 en la ciudad de México: las estructuras de mampostería confinada desplantadas en la zona de arcillas blandas tuvieron un comportamiento adecuado. En la zona epicentral hubo algunos casos de daños en estas construcciones.

Debido a ello, no se realizaron cambios radicales en las normas técnicas para estructuras de mampostería (DDF, 1989). Solo se reorganizó su formato, se simplificaron los métodos y se ajustaron los valores de diseño en los materiales.

En términos generales, los daños observados en muros de mampostería se debían al deterioro de materiales débiles (adobe y mampostería de piedra) por intemperismo y filtraciones, y a hundimientos diferenciales. Los efectos sísmicos dañaron estructuras con muros de relleno, por incompatibilidad con el marco confinante, y baja densidad de muros en la dirección resistente (Meli, 1992).

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) acepta el análisis de estructuras de mampostería confinada, de hasta 13 m, mediante el empleo de un método simplificado (Meli, 1994a). El método supone que las deformaciones inducidas a los muros de mampostería son solamente de cortante y que la distribución de esfuerzos últimos de corte es uniforme a lo largo del muro. Los esfuerzos cortantes medios son los mismos sobre todos los muros excepto para los muy esbeltos ($H/L > 1.33$) que absorben una fuerza lateral menor.

Los requerimientos de diseño actuales se basaron en estudios experimentales y analíticos, que incluyeron la determinación de las propiedades mecánicas de piezas, de diferentes materiales y proceso de fabricación, pilas y muretes de mampostería (Meli y Hernández, 1971), así como muros de mampostería confinada y no confinada, a escala natural, sometidos a cargas cíclicas laterales (Meli, 1975). A partir de los resultados obtenidos se recomendaron las resistencias de diseño actualmente en vigencia.

2.2.2 Programa de Investigación del CENAPRED

La heterogeneidad observada en los diseños de vivienda unifamiliar y multifamiliar, la inquietud de proporcionar edificaciones con una seguridad sísmica adecuada, así como implantar técnicas que permitan rehabilitar la vivienda dañada ante un evento sísmico, ha motivado el desarrollo de un extenso programa de investigación en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) con el auspicio del Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores (INFONAVIT) y de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA). Los principales objetivos planteados son:

- 1) Verificar la seguridad estructural, en particular ante sismos, de la vivienda económica diseñada y construida según los reglamentos y prácticas vigentes.
- 2) Proponer, de ser necesario, modificaciones a los criterios de diseño y construcción que garanticen una seguridad consistente con el peligro sísmico de las diferentes regiones del país.
- 3) Explorar el empleo de técnicas alternas de construcción (industrializadas y semi-industrializadas) que, además de ayudar a solucionar el problema de vivienda, exhiban un comportamiento adecuado ante sismos.

Dentro de las primeras dos etapas del proyecto se ensayaron cinco sistemas de muros de un piso a escala natural, tres con diferente grado de acoplamiento a flexión (Alcocer *et al.*, 1994a) y dos con distintos tipos de refuerzo horizontal (Alcocer *et al.*, 1994b).

Con objeto de comparar la respuesta de un componente con la de una estructura completa se decidió, para la tercera etapa, la construcción y ensaye de una estructura tridimensional a escala natural (Fig. 2.1). Concluida esta fase se optó por rehabilitar la estructura con malla de alambre y recubrimiento de mortero.

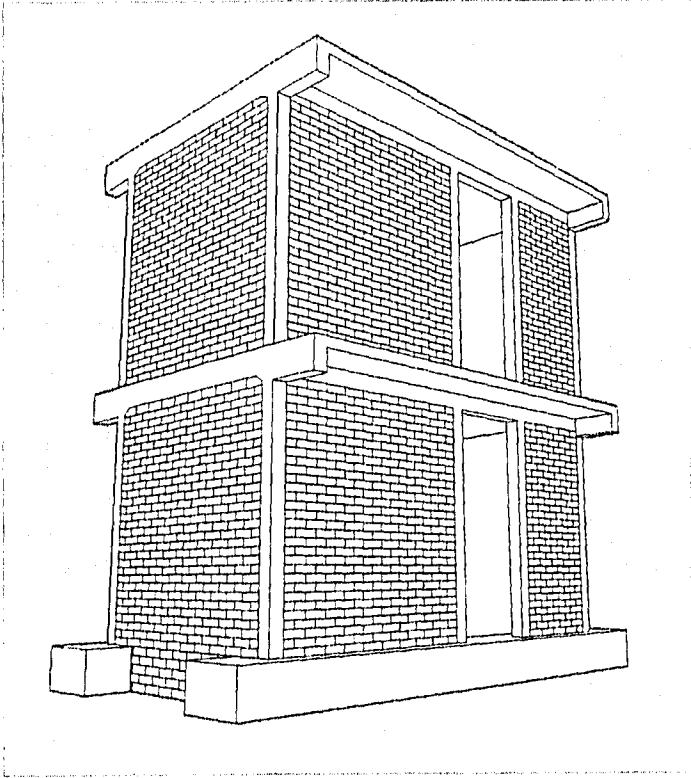


Figura 2.1 Modelo Tridimensional de Mampostería Confinada (Etapa Tres)

2.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL DEL MODELO TRIDIMENSIONAL

2.3.1 Objetivos

Se decidió la construcción y ensaye de un modelo tridimensional, modelo 3D, con los siguientes propósitos (Alcocer *et al.*, 1993):

1) Extender el conocimiento del comportamiento de muros de mampostería confinada, a partir de evidencia experimental, en modelos tridimensionales y a escala natural.

2) Estudiar la influencia de los muros ortogonales y el sistema de piso en el comportamiento de sistemas de muros acoplados.

3) Evaluar la participación de las deformaciones, principalmente las de flexión, en el comportamiento de los muros. De esta manera, sería posible verificar las hipótesis hechas en el análisis y diseño de estructuras de mampostería confinada según el método simplificado mencionado antes.

4) Analizar la factibilidad de extrapolar los resultados obtenidos en ensayos de muros planos para predecir el comportamiento de estructuras tridimensionales.

2.3.2 Geometría del Modelo

En la Fig. 2.2 se muestra la geometría del modelo tridimensional (modelo 3D). La estructura consistió de dos sistemas paralelos de muros de mampostería confinada hechos con tabique de barro recocido. Por nivel, cada sistema estaba compuesto de dos muros de 2.4 m y 1.6 m de longitud, es decir, con relaciones de aspecto de 1 y 1.5, respectivamente. La altura de entrepiso de 2.5 m corresponde al valor típico usado para proyectos de vivienda en México. Los muros se ligaron por una dala de cerramiento y una losa maciza de concreto reforzado. La abertura entre los muros, en forma de puerta, tenía un ancho de 1.0 m.

Con objeto de evitar rotaciones en planta de los sistemas de piso (torsiones) se construyeron muros en los extremos del modelo y en dirección ortogonal a la aplicación de la carga.

En la Fig. 2.2 se define como primer nivel, N1, a los muros desplantados en la viga de cimentación y la primera losa de piso. Se considera como nivel 2, N2, a los muros superiores (desplantados en la losa de N1) y a la segunda losa de concreto.

La geometría de N2 fue similar a la de N1 de forma tal que las deformaciones máximas por flexión se presentarían en la base de la estructura.

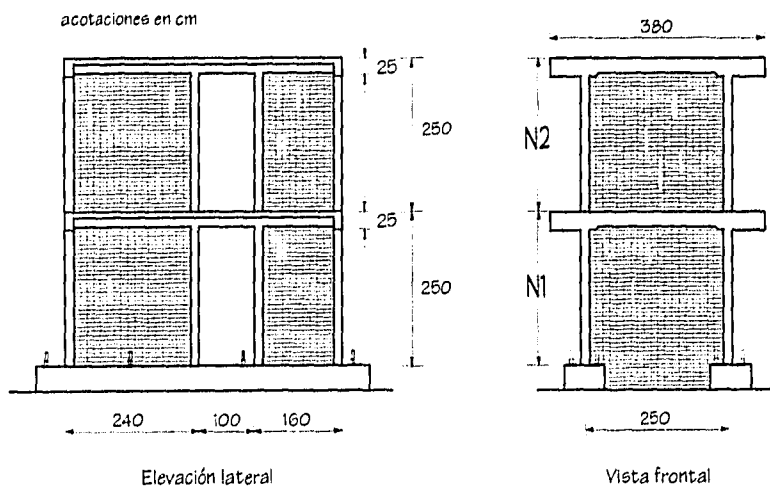


Figura 2.2 Geometría del Modelo 3D

2.3.3 Criterio de Diseño

El modelo 3D fue diseñado y construido según las normas y prácticas vigentes en el Distrito Federal (DDF, 1987a). A manera de reproducir el patrón de daño típico y estudiar los mecanismos resistentes a carga lateral, el 3D se diseñó para presentar un modo de falla por cortante y tensión diagonal.

La resistencia a cortante lateral en los muros se calculó con la expresión (DDF, 1989)

$$V_R = F_R (0.5v^* + 0.3\sigma)A_T \leq 1.5 F_R v^* A_T \quad (2.1)$$

donde

- V_R es el cortante lateral resistente;
- F_R el factor de reducción de resistencia, tomado igual a 1.0;
- v^* el esfuerzo cortante resistente de diseño para mampostería;
- σ el esfuerzo normal de compresión; y
- A_T el área transversal (horizontal) de muros en la dirección de carga.

En la Ec. 2.1 se consideró un esfuerzo cortante resistente, $v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ (0,34 MPa), correspondiente a mampostería de tabique de barro recocido con mortero tipo I,¹ y un esfuerzo normal de compresión $\sigma = 5 \text{ kg/cm}^2$ (0,49 MPa). El valor del esfuerzo normal es típico para muros de carga del primer nivel en edificios de vivienda económica de cuatro o cinco niveles (Meli *et al.*, 1994b). La resistencia a carga lateral en N1, evaluada con la Ec. 2.1, fue igual a 32.5 t (318,7 kN).

La resistencia a flexocompresión en la base de los muros se calculó con la expresión siguiente (DDF, 1989)

$$M_R = F_R A_s f_y z + 0.30 P_u d \quad (2.2)$$

puesto que

$$P_u \leq P_R / 3$$

donde

- M_R es el momento flexionante resistente (flexocompresión);
- F_R el factor de reducción de resistencia, tomado igual a 1.0;
- A_s el área del refuerzo longitudinal en el castillo a tensión;
- f_y esfuerzo nominal de fluencia del acero longitudinal;
- z la distancia entre los centroides del acero colocado los castillos de cada muro (brazo de palanca);

¹ El valor típico de la resistencia nominal en compresión de morteros tipo I es de 125 kg/cm² (12.3 MPa)

- P_u la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará positiva si es de compresión;
- d el peralte efectivo del refuerzo a tensión; y
- P_R la resistencia a compresión axial.

Se consideró un refuerzo longitudinal típico en los castillos consistente en cuatro varillas Grado 42 del #3 (0.95 cm de diámetro); $f_y=4200$ kg/cm² (412 MPa). De esta manera, el momento resistente del panel Este (cuadrado) fue de 29.7 t·m (291 kN·m) y del panel oeste (rectangular) fue de 18.1 t·m (178 kN·m).

En el cálculo de las resistencias según las Ecs. 2.1 y 2.2 se utilizó un factor de reducción de resistencia, F_R igual a 1.0 por tratarse de un ensaye en condiciones controladas.

El cortante basal asociado a una falla por flexión se obtuvo a partir de un criterio plástico, suponiendo el mecanismo de falla ilustrado en la Fig. 1.2 y considerando una distribución de fuerzas triangular invertida en la altura del modelo.² La resistencia calculada así fue de 37.9 t (371.8 kN). La resistencia asociada a una falla por flexión contemplando el efecto de la carga axial sobre los tableros de mampostería de acuerdo a un diagrama de interacción simplificado (DDF, 1987a) fue de 49.5 t (486 kN). La influencia del acoplamiento, debido a las dalas y el sistema de piso, no se incluyó en la capacidad por momento de volteo (Alcocer *et al.*, 1994a).

2.3.4 Detalles del Refuerzo

La disposición del refuerzo en los elementos confinantes (castillos y dalas de cierre) y sistema de piso se muestra en las Figs. 2.3, 2.4 y 2.5. Los castillos de amarre de los muros longitudinales con los cabeceros tenían una sección transversal de 12.5 x 12.5 cm (ancho de los tabiques de barro), mientras que los castillos que limitaban la abertura en forma de puerta eran de 12.5 x 15 cm.

² El RCDF supone esta distribución de fuerzas para edificaciones con peso y altura de entrepiso iguales en todos sus niveles

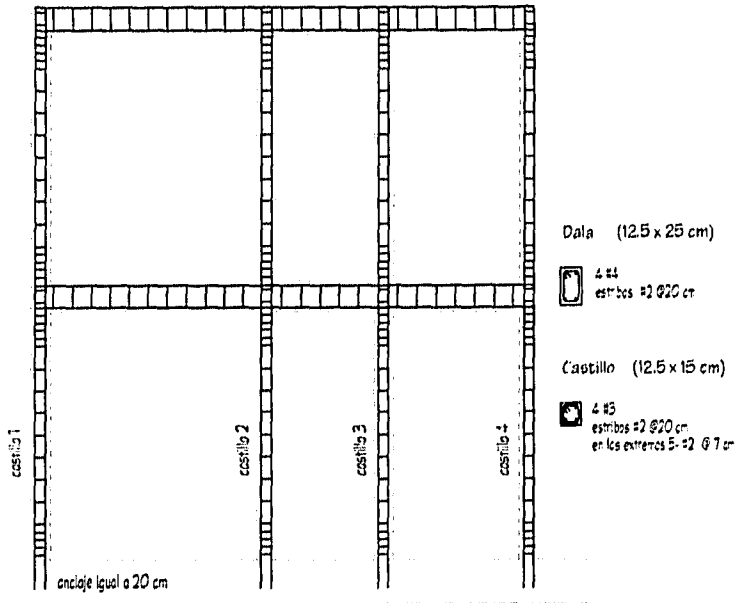


Figura 2.3 Refuerzo en Castillos y Dalas (Dirección de Carga)

El refuerzo longitudinal de los castillos consistió de cuatro varillas corrugadas del #3 Grado 42 continuas en toda la altura de la estructura (Fig. 2.3). Se emplearon estribos de alambrión del #2 (0.64 cm) ($f_{y (lab)} = 2710 \text{ kg/cm}^2 = 266 \text{ MPa}$) a cada 20 cm salvo en los extremos donde se colocaron cinco estribos a cada de 7 cm con objeto de evitar una falla prematura por corte en el confinamiento vertical. En la unión castillo - dala se colocaron estribos en el castillo análogamente a las recomendaciones para el detallado de uniones viga - columna contenidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (DDF, 1987b).

Los estribos en la parte inferior y superior de los castillos se colocaron a una separación menor debido a que los muros de mampostería confinada alcanzan una capacidad de deformación mayor, cuando el refuerzo transversal en los extremos de los castillos se coloca a bajas separaciones, que cuando la separación de estribos es igual a 20 cm y es constante en la altura del castillo.

En el peralte de las dalas, la separación de los estribos de castillos fue de 10 cm. En el diseño de los castillos y dalas se consideró una resistencia en compresión del concreto igual a 210 kg/cm² (21 MPa).

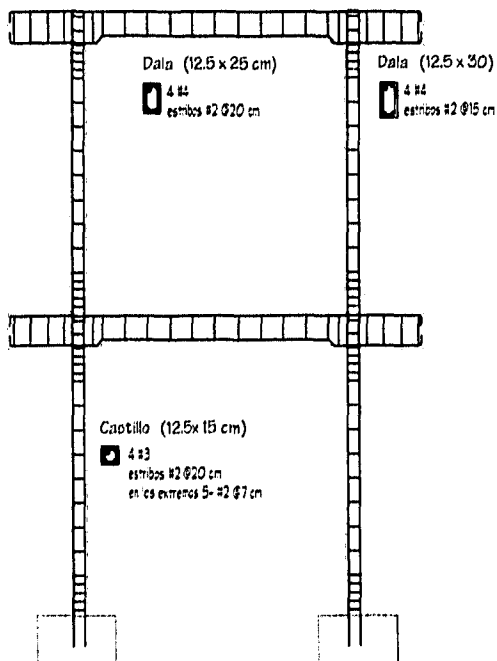


Figura 2.4 Refuerzo de Castillos y Dalas (Dirección Transversal)

Hernández y Meli (1976) recomiendan reforzar los extremos de los castillos con estribos colocados a cada hilada o a $d_c/2$ en una longitud de $3d_c$, donde d_c es el peralte del castillo. Con este refuerzo se pretende aumentar el confinamiento del concreto en esta zona del castillo y mejorar su ductilidad. En muros con vemanas, los castillos deben reforzarse, del modo anterior, en las esquinas de la abertura para evitar la generación de grietas asociadas a una falla por columna corta.

Cuando se esperan deformaciones laterales elevadas en muros de tabique (distorsiones superiores al 0.6%), Díaz y Vázquez del Mercado (1995) recomiendan reforzar los extremos de los castillos, en una longitud no menor que un sexto de su altura libre, $4d_c$, ni que 40 cm, con estribos cerrados puestos a cada hilada o a $d_c/2$ (lo que resulte en una menor separación).

La sección transversal de las dalas era de 12.5 cm de ancho por 25 cm de peralte. En la dirección de carga se reforzaron con cuatro varillas del #4 y estribos de alambρόn del #2 a cada 20 cm. Las dalas de confinamiento de los muros cabeceros se reforzaron con dos varillas del #4 en el lecho inferior y dos del #3 en el lecho superior (Fig. 2.4). El acero longitudinal de las dalas fue Grado 42. El refuerzo longitudinal de dalas y castillos se remató con ganchos a 90°.

La losa se diseñó en dos direcciones para una carga uniformemente distribuida igual a 570 kg/m² (5.6 kPa). Esta densidad de carga considera la carga muerta y la carga viva correspondiente a construcciones destinadas para uso habitacional.

El espesor nominal de la losa fue de 10 cm (Fig. 2.5). El refuerzo consistió de bastones del #3 a una separación de 30 cm. El acero en dirección ortogonal se colocó sobre las varillas en la dirección de la carga. El refuerzo se terminó con ganchos a 90°. La resistencia de diseño en compresión del concreto fue de 250 kg/cm² (24,5 MPa).

En los registros de daño por sismo en construcciones de mampostería de tres o más niveles se indica que la planta baja es la más vulnerable y que la falla es por corte; por lo tanto, se debe poner especial atención al dimensionamiento, refuerzo y detallado de los elementos confinantes (Sánchez, 1996).

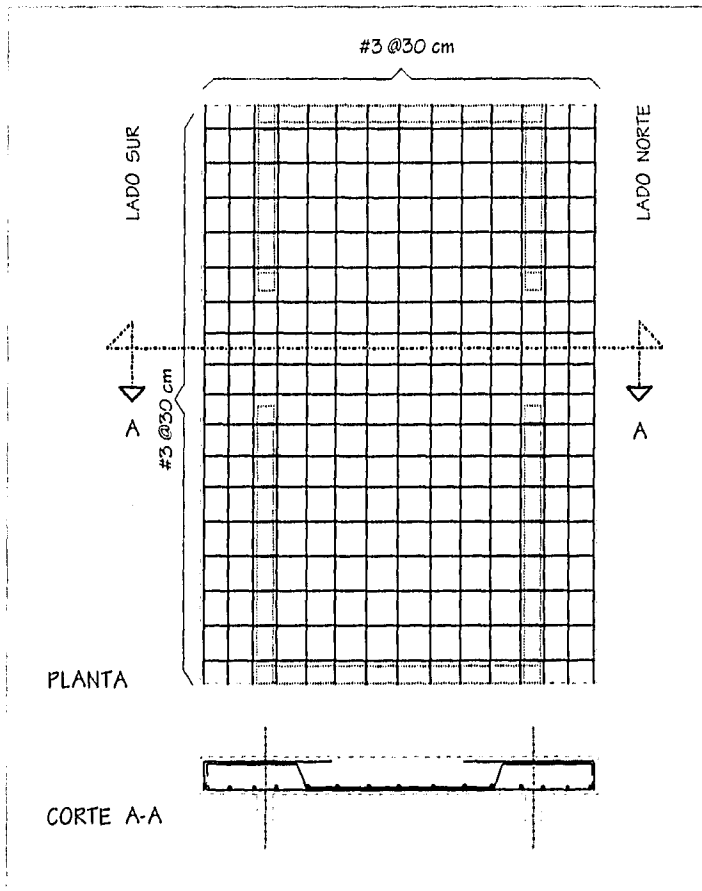


Figura 2.5 Refuerzo de las Losas

2.3.5 Construcción del Modelo

El procedimiento constructivo, así como el detallado del modelo 3D, fueron consistentes con la práctica actual en estructuras de mampostería confinada en el Distrito Federal (DDF, 1987a).

La construcción del modelo fue llevada al cabo por albañiles bajo supervisión del personal del laboratorio.

Los muros en la dirección de carga fueron desplantados sobre vigas de concreto reforzado de 40 cm de peralte fijas a la losa de reacción mediante barras de acero postensadas. Para anclar el refuerzo longitudinal de los castillos, se hicieron perforaciones de $\frac{1}{2}$ pulg (1.3 cm) de diámetro y 20 cm de profundidad. Para anclar las varillas se empleó resina epóxica de consistencia líquida. Para incrementar la adherencia, la cara superior de la viga fue picada sobre el eje de desplante de los muros de mampostería.

Los muros se construyeron con tabique de barro recocido de la zona de Chalco, Edo. de México, con dimensiones promedio de 6.3 x 12.5 x 24 cm. Las piezas fracturadas o quemadas (*tabique recocho*) fueron desechadas. En la Tabla 2.1 se presentan las propiedades promedio de la mampostería. En los extremos de los muros, los tabiques se dentaron para asegurar una trabazón adecuada con el concreto de los castillos. Las piezas fueron sauradas antes de su colocación en el muro. Los tabiques fueron unidos con un mortero de cemento con proporciones cemento:arena igual a 1:3. Se empleó cemento portland tipo I. La cantidad de agua añadida fue la suficiente para obtener un mortero trabajable.

El concreto para los castillos fue elaborado en el laboratorio de acuerdo con la dosificación propuesta por el IMCYC (1989); se colocó empleando botes de 19 l. Para colar las dalas y las losas se utilizó concreto premezclado con un tamaño máximo de agregado de $\frac{3}{4}$ pulg. (1.91 cm). Tanto en el colado de castillos como en el de dalas y losas se utilizaron vibradores eléctricos portátiles para compactar el concreto y eliminar el aire atrapado.

Las losas fueron curadas durante una semana rociándolas con agua y cubriéndolas con plástico. Los materiales empleados en la construcción fueron muestreados para obtener sus propiedades mecánicas.

Tabla 2.1 Propiedades de la Mampostería

I _m [kg·cm ⁴]	f _m [kg·cm ⁻²]	Módulo de elasticidad [kg·cm]		v [kg·cm ⁻¹]	v [*] [kg·cm ⁻¹]	Rigidez al cortante [kg·cm ⁻¹]	
		Teórico ^a	Experimental ^b			Teórico ^c	Experimental ^d
54 (5.3)	38 (3.7)	22800 (2236.7)	15240 (1495.1)	6 (0.6)	3.4 (0.3)	6840 (671.0)	9290 (911.3)

- Nota: \bar{f}_m resistencia promedio en compresión de la mampostería, medida en pilas
 f_m^* resistencia de diseño en compresión
- $$f_m^* = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5 c_m} \quad \text{donde } c_m \text{ es el coeficiente de variación de la resistencia, igual a 0.17}$$
- \bar{v} promedio de los esfuerzos cortantes resistentes de los muretes ensayados
 v^* esfuerzo cortante de diseño
- $$v^* = \frac{\bar{v}}{1 + 2.5 c_v} \quad \text{donde } c_v \text{ es el coeficiente de variación de los esfuerzos resistentes, igual a 0.31}$$
- ^a se obtiene como $E = 600 f_m$ (NTCM-87)
^b se obtiene de la gráfica esfuerzo normal - deformación en pilas como la secante para 0.4 f_m
^c se obtiene como $G = 0.3 E$, donde $E = 600 f_m$ (DDF, 1989)
^d se obtiene de la gráfica esfuerzo cortante - deformación angular
 () resistencias en MPa.

2.3.6 Modelos Matemáticos de Comportamiento

Sánchez (1996) determinó la rigidez del modelo empleando las propiedades teóricas de módulos de elasticidad propuestos en el Reglamento (DDF, 1989). $E_m = 600 f_m$ y $f_m = 38 + 4 \text{ kg/cm}^2$ (4,12 MPa). E_c se tomó como $8000 \sqrt{f_c}$, en donde f_c es la resistencia en compresión, promedio, del concreto de los castillos igual a 216 kg/cm² (21 Mpa).

Las secciones de los tableros de mampostería se transformaron a secciones equivalentes de concreto mediante la relación modular, $n = E_m / E_c$, en donde E_m y E_c son los módulos de elasticidad de la mampostería y del concreto, respectivamente. El valor de n fue de 0.22.

Las propiedades de la sección transformada se concentraron en una columna ubicada en el eje de simetría de los tableros de mampostería. Las vigas que unían a la columna equivalente con los castillos laterales se consideraron con rigideces infinitas a flexión y a corte. La contribución del patín de la losa a la rigidez se consideró según DDF (1987b). El ancho equivalente del patín de la losa fue de 106.5 cm. Todas las secciones de castillos, muros y dala - losa se consideraron sin agrietar. La rigidez así calculada fue igual a 133.2 t/cm (1307 kN/cm).

Con fines comparativos se determinó la rigidez total del modelo empleando el método de la sección transformada con las dimensiones reales de los elementos y las propiedades mecánicas obtenidas experimentalmente. Las secciones de concreto de los castillos se transformaron a mampostería. La relación modular, $n = E_c/E_m$, fue de 9.4. Para E_m se consideró $E_m = 15,240 \text{ kg/cm}^2$ (1 495 MPa) y el módulo E_c se tomó como $143,500 \text{ kg/cm}^2$ (14 073 MPa). La rigidez calculada de acuerdo al modelo descrito fue de 77.6 t/cm.

2.3.7 Mecanismo de Carga

Las cargas laterales fueron aplicadas mediante cuatro gatos hidráulicos de doble acción: dos de 50 t (490 kN) en el primer piso y dos de 100 t (980 kN) en el segundo nivel. Los gatos se apoyaron en el muro de reacción. Para transmitir las fuerzas a la estructura se emplearon placas de acero de 5 cm de espesor colocadas en los extremos del espécimen a la altura de las dalas. Los gatos de 100 t fueron controlados con una bomba hidráulica de tipo eléctrico y para los de 50 t se empleó una de tipo manual. Cuando salía el émbolo del gato (empujando el modelo), la carga se transmitía sobre el lado Este. En sentido contrario, cuando el émbolo jalaba, la fuerza era aplicada en el lado Oeste mediante cuatro barras Grado 105 de 1¼ pulg (3.2 cm) de diámetro en cada gato. En las Figs. 2.6 y 2.7 se muestra el dispositivo de carga.

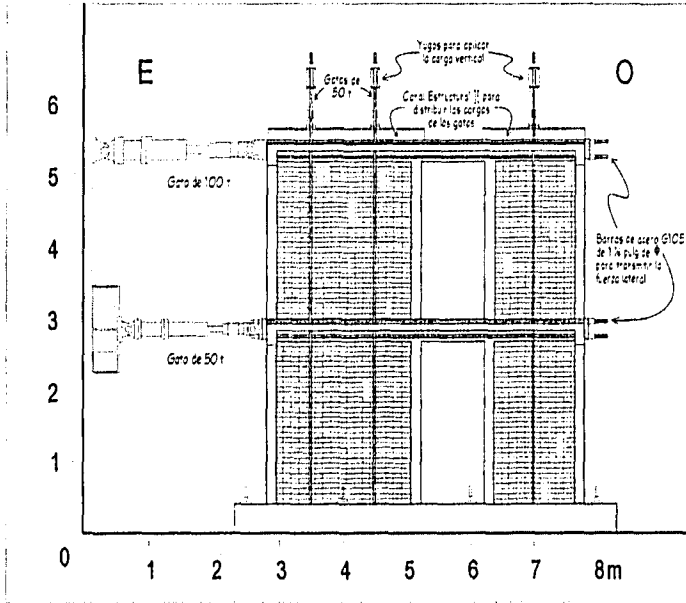


Figura 2.6 Elevación del Modelo 3D en la Dirección de Carga (Vista Norte)

Para simular el efecto de las cargas verticales actuando sobre la estructura (carga muerta y viva) se aplicó una fuerza constante de 36 t (350 kN) en la losa del segundo nivel, equivalente a un esfuerzo normal de 5 kg/cm² (0,49 MPa) en los muros de planta baja. Para tal efecto se utilizaron seis yugos, cada uno compuesto de dos barras Grado 105 de 1¼ pulg (3.2 cm) de diámetro ancladas en la losa de reacción, un puente de acero, un gato hidráulico de 50 t (490 kN) y una articulación. Las articulaciones se colocaron para evitar que la carga vertical aumentara con los desplazamientos laterales. Para distribuir la carga vertical sobre cada muro, se colocaron dos canales de acero encima de la losa, unidas espalda con espalda. La longitud de cada par de canales coincidía con la de los muros. Los gatos fueron controlados por una bomba de tipo eléctrico.

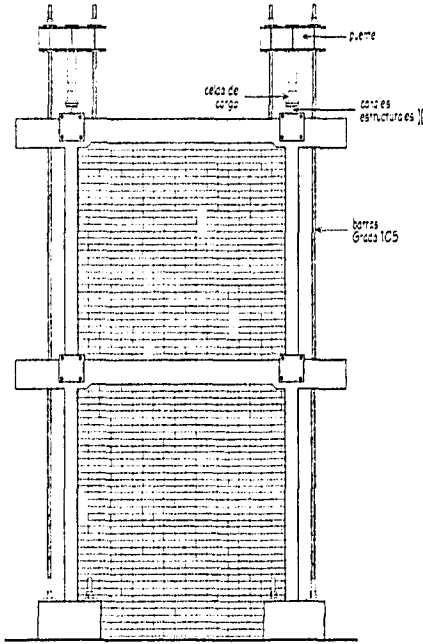


Figura 2.7 Elevación del Modelo 3D en la Dirección Transversal (Vista Oeste)

2.3.8 Instrumentación

El modelo 3D fue instrumentado profusamente para estudiar el comportamiento local y global de la estructura. Tres tipos de instrumentos de medición se emplearon: celdas de carga, transductores de desplazamiento y deformímetros eléctricos (Figs. 2.8 y 2.9).

El diseño de la instrumentación permitió obtener: a) las cargas aplicadas por los gatos; b) desplazamientos horizontales de las losas de piso; c) deformaciones de los tableros de mampostería; d) deslizamiento entre los muros y las losas (o vigas de cimentación); e) rotación de los dinteles de

d) deslizamiento entre los muros y las losas (o vigas de cimentación); e) rotación de los dinteles de las puertas; f) curvatura de los muros; g) deformaciones en el acero de refuerzo; y h) deformaciones en los tabiques de barro recocido.

En la Fig. 2.8 se presenta la instrumentación en el muro Sur. En total, se emplearon 10 celdas de carga, cuatro en los gatos hidráulicos que aplicaban las fuerzas laterales, y seis que medían la carga vertical. Dos potenciómetros lineales se colocaron en cada nivel para medir los desplazamientos horizontales y los giros (torsión) de los sistemas de piso. El muro Sur fue el más instrumentado.

Para medir las distribuciones de curvatura en los muros, se instrumentaron los castillos con potenciómetros dispuestos verticalmente. La deformación angular de los muros se midió con transductores de desplazamiento en las diagonales de los tableros de mampostería. Las rotaciones de los dinteles de las puertas se midieron con transductores de desplazamiento instalados arriba de las losas y abajo de las dadas. La instrumentación del muro Norte consistió de diagonales en los tableros de mampostería del primer piso, y de potenciómetros para medir la rotación de los muros y dadas del primer nivel.

A partir de las cargas laterales se calculó el cortante basal V_B como sigue

$$V_B = F_1 + F_2 \quad (2.3)$$

donde

- F_1 = carga lateral aplicada en la losa del primer nivel; y
- F_2 = carga lateral aplicada en la losa del segundo nivel

Un centenar de deformímetros eléctricos fueron adheridos al refuerzo longitudinal de castillos, dala y losa, así como a estribos de castillos. Se ubicaron de manera que sus registros facilitaran la determinación del inicio de la etapa postelástica, la posición del eje neutro de las secciones y el estado de esfuerzos de los componentes (Fig. 2.9).

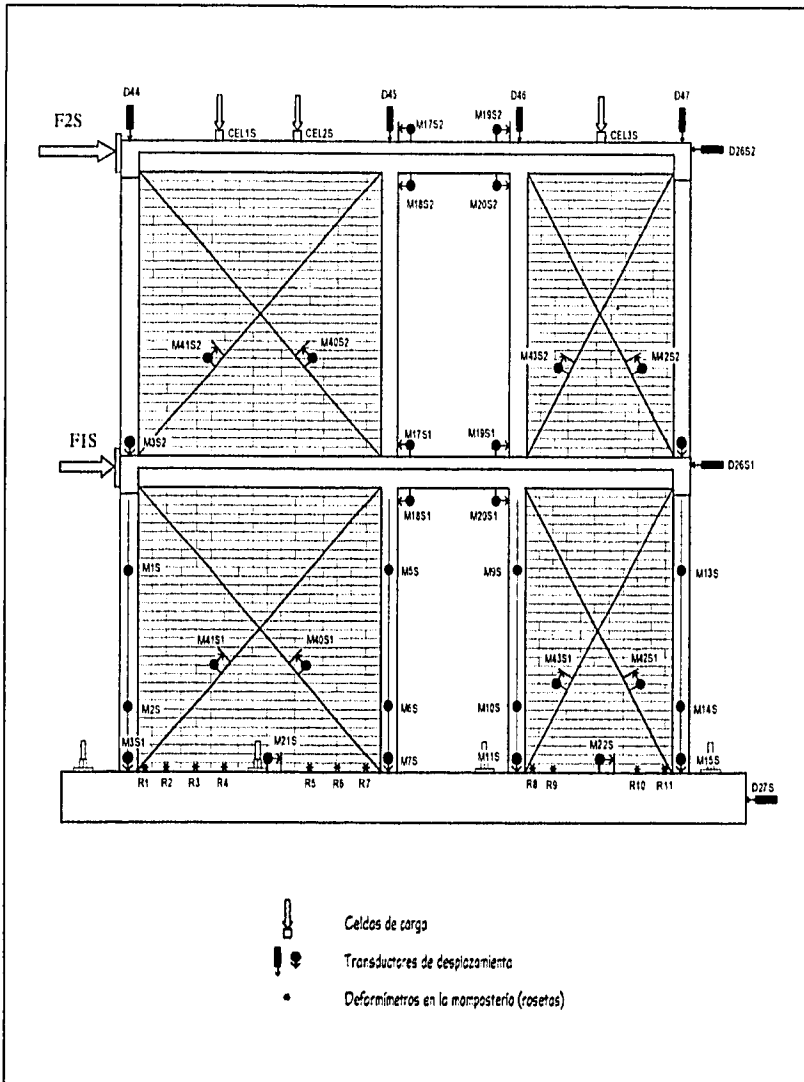


Figura 2.8 Instrumentación del Modelo 3D (Muro Sur)

Para evaluar la participación de la losa en la rigidez y resistencia de la estructura, se instrumentaron algunas varillas de la losa en la dirección de carga (Fig. 2.10).

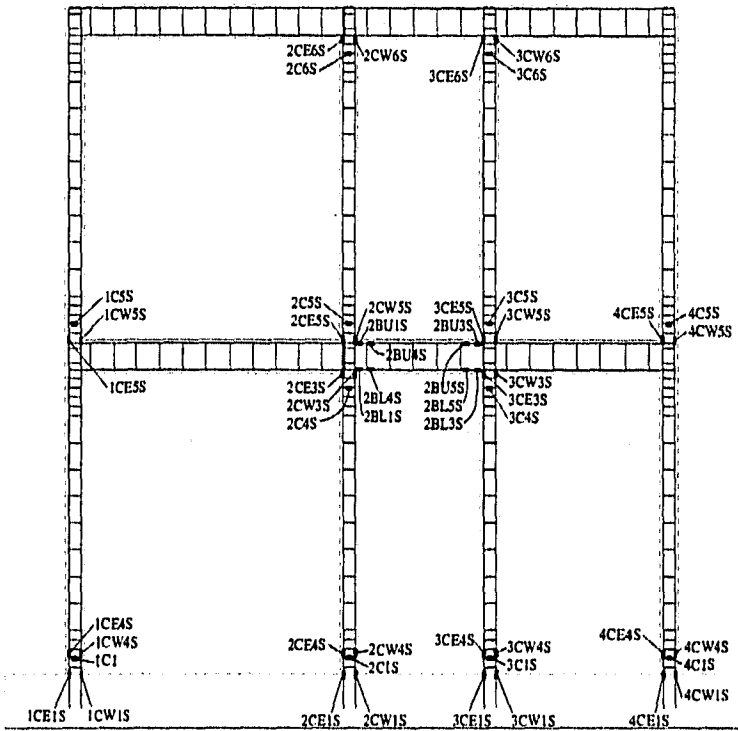


Figura 2.9 Ubicación de Deformímetros en el Acero de Refuerzo (Muro Sur)

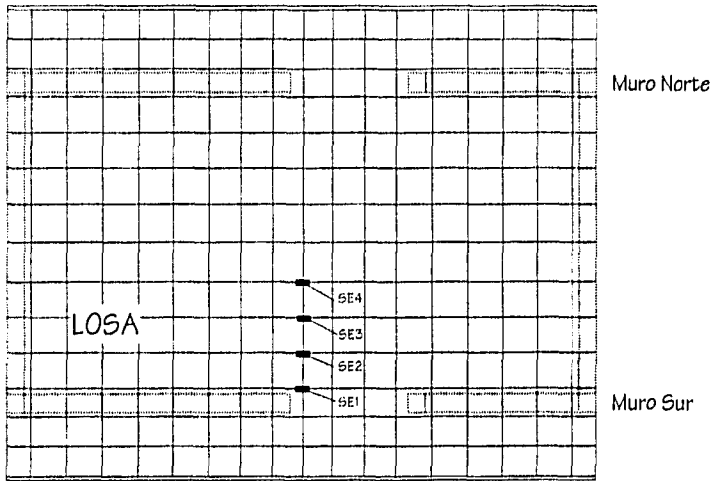
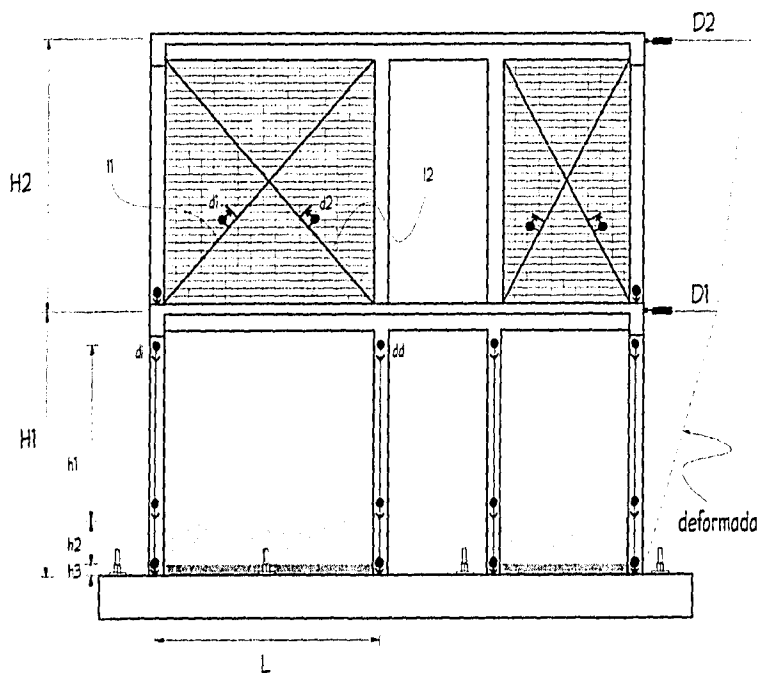


Figura 2.10 Instrumentación del Acero Longitudinal de la Losa

En total se emplearon 159 transductores, cuyos registros se almacenaron en el disco duro de la computadora de control del equipo de captura de datos. En forma paralela se obtuvo un respaldo impreso que permitió procesar resultados preliminares en cada etapa de carga.

Durante el ensayo se empleó una computadora personal para monitorear, en tiempo real, las cargas aplicadas (horizontales y verticales) y los desplazamientos horizontales de ambos niveles. De esta manera se pudo observar el comportamiento del modelo en forma gráfica. Para controlar el ensayo se utilizaron las siguientes curvas:

- 1) Cortante basal - distorsión total ($V_B - R_T$)
- 2) Cortante del segundo nivel - distorsión de N2 ($F_2 - R_2$)
- 3) Cortante basal - distorsión de N1 ($V_B - R_1$)
- 4) Desplazamiento del muro Sur N2 - desplazamiento del muro Norte N2 para determinar si ocurrían torstones durante la prueba.



DISTORSION TOTAL $RT = \frac{D2}{H1 + H2}$;

ROTACION DEL MURO $\theta_j = \frac{(dd - d1)_j}{L_j}$. $j = 1 \text{ a } 3$

DISTORSION N1 $R1 = \frac{D1}{H1}$;

CURVATURA DEL MURO $\phi_i = \frac{\theta_i}{h_i}$. $i = 1 \text{ a } 3$

DISTORSION N2 $R2 = \frac{D2 - D1}{H2}$;

DEFORMACION ANGULAR $\gamma = \frac{d1}{H1} + \frac{d2}{H2}$.

véase para tableros cuadrados (Asquier, 1936)

Figura 2.11 Definición de Términos Empleados para el Control de la Prueba y el Análisis de Resultados

La definición de los términos antes empleados se presenta en la Fig. 2.11, en donde

D2 es el promedio de los desplazamientos del segundo nivel (N2);

D1 el promedio de los desplazamientos del primer nivel (N1);

H1 la altura de los sensores medida desde la viga de cimentación (VC);

H2 la altura de los sensores medida desde la losa de primer nivel (N1); y

HT la altura de los sensores del segundo nivel medida desde la viga de cimentación

($HT = H1 + H2$).

2.4 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

2.4.1 Ensayes de Vibración Ambiental

El conocimiento de las propiedades dinámicas de las estructuras (periodos de vibración, formas modales, amortiguamiento viscoso, etc.) es necesario para estimar su respuesta ante sismos. También, es importante conocer las características del movimiento del terreno y su influencia en la respuesta estructural.

Las pruebas de vibración ambiental consisten en medir las vibraciones en la estructura empleando servoacelerómetros de alta sensibilidad. Las vibraciones son producidas por el viento, microtemblores, personas o equipo en movimiento, etc. Las señales registradas, se amplifican, se filtran y se procesan para obtener los espectros de potencia, función de transferencia y la coherencia correspondiente de las señales. Con estos resultados se pueden identificar las frecuencias y los modos de vibrar, para cada orientación de los sensores (Sánchez, 1996).

La instrumentación de edificios permite obtener la respuesta ante sollicitaciones sísmicas de diferentes magnitudes, mecanismos focales, distancias epicentrales, etc. Sin embargo, el costo de aparatos y del mantenimiento ha limitado la instrumentación permanente de edificios. No obstante, de los registros obtenidos de estructuras instrumentadas, se han observado diferencias con respecto a los modelos analíticos. Las discrepancias pueden deberse, entre otras razones, a la pérdida de rigidez de la estructura a causa de las sollicitaciones sísmicas que ha soportado, así como a la diferencia en las propiedades mecánicas reales de los materiales y las consideraciones en el análisis, el efecto del agrietamiento de las secciones y la interacción suelo-estructura.

Con el fin de medir las frecuencias de vibración, el amortiguamiento viscoso y de estimar el deterioro de rigidez, el modelo 3D se sometió a pruebas de vibración ambiental y vibración libre, antes y después del ensayo destructivo. En la Fig. 2.12 se muestra la disposición de los acelerómetros. La excitación del modelo se logró tirando de una cuerda amarrada en la losa del segundo nivel. Para el cálculo del amortiguamiento viscoso de la estructura, se utilizó el método del decremento logarítmico (Clough y Penzien, 1975).

Tabla 2.2 Frecuencias Dinámicas Identificadas a Partir de Pruebas de Vibración Ambiental (Sánchez, 1996)

Dirección	Modo	Frecuencia [Hz]		$\zeta_{critico}$	Periodo [s]		δ [%]
		3D	3D _{dañado}		3D	3D _{dañado}	
Longitudinal (Dirección de carga)	1	15.4	9.7	0.6	0.065	0.103	1.03
	2	50.0	31.0	0.6	0.020	0.032	
Transversal	1	13.0	10.1	0.8	0.077	0.099	1.66
	2	36.3	24.3	0.9	0.025	0.029	
Torsión	1	24.7	17.7	0.7	0.043	0.057	

¹ ζ amortiguamiento viscoso crítico

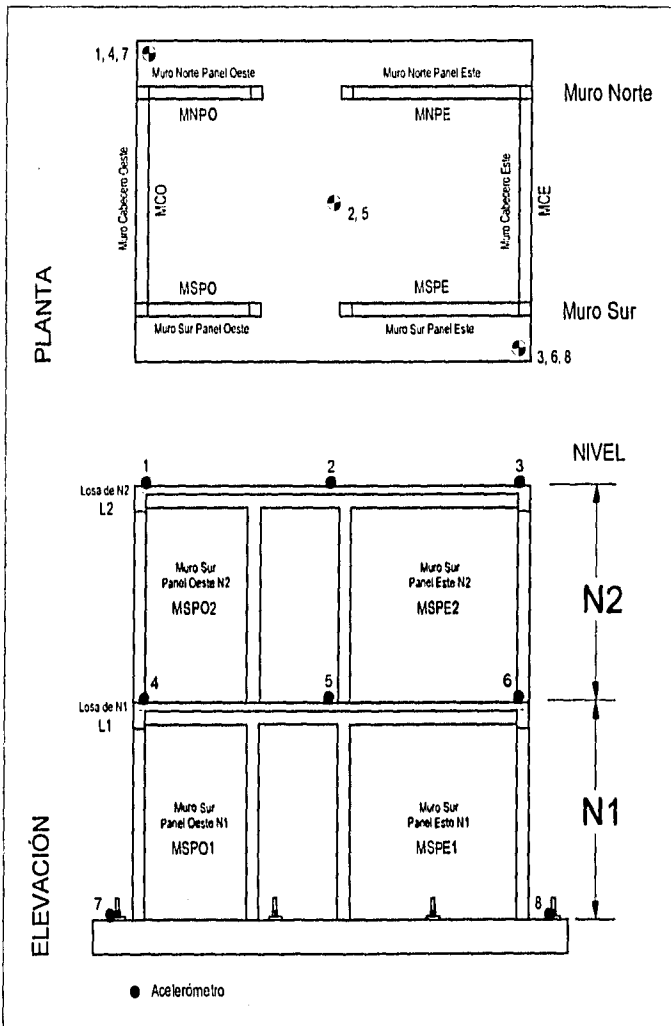


Figura 2.12 Colocación de Acelerómetros en las Pruebas de Vibración Ambiental

Las pruebas de vibración ambiental se hicieron con la colaboración del Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM). La metodología y equipo utilizado son similares a pruebas anteriores (Murià *et al.*, 1991). Los resultados de vibración ambiental se presentan en la Tabla 2.2.

2.4.2 Ensaye Destructivo

El espécimen se llevó a la falla aplicando ciclos alternados de carga lateral en forma estática, manteniendo una distribución triangular de fuerzas invertida en la altura del modelo. Así, el cortante basal fue tres veces la carga lateral que obraba sobre la losa del primer piso. La historia de carga se muestra en la Fig. 2.13.

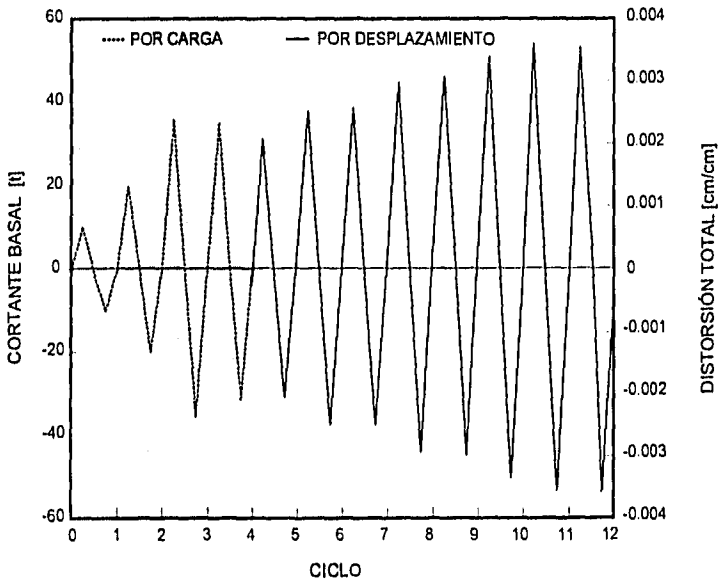


Figura 2.13 Historia de Carga Modelo 3D

En una fase inicial, el ensaye fue controlado por carga (cortante basal) hasta el primer agrietamiento inclinado de la mampostería. En esta etapa se aplicaron cuatro ciclos: uno a 10 t (98 kN), otro a 20 t (196 kN) y dos a 36 t (353 kN). Posteriormente, el ensaye se controló por distorsión total, RT , cuidando que la distorsión del Nivel 1 no excediera el máximo obtenido en ciclos previos. En esta etapa se aplicaron ocho ciclos de carga. La máxima distorsión total, RT , fue de 0.36%. La distorsión del primer nivel, RI , fue de 0.53%. Aunque los niveles máximos de desplazamiento alcanzados son excesivos para estructuras de mampostería confinada, permiten estudiar el comportamiento de muros a grandes desplazamientos.

Un semiciclo era positivo cuando los gatos empujaban el modelo de forma que el muro cabecero Este estaba a tensión y el Oeste a compresión (ver Fig. 2.6).

2.5 RESULTADOS DEL EXPERIMENTO

2.5.1 Secuencia de Daño y Respuesta Histerética

En la Fig. 2.14 se presenta el patrón de agrietamiento final para el muro Norte y el perfil de desplazamientos laterales durante la prueba. El daño se concentró en el primer nivel, caracterizado por agrietamiento inclinado en la mampostería, mientras el segundo nivel casi no presentó daño.

Se observaron grietas horizontales en los castillos del primer nivel a partir del primer ciclo ($RT=0.02\%$). Las dalas del primer nivel presentaron grietas por flexión, cercanas al paño de los castillos, durante el ciclo 2 ($RT=0.05\%$). Los castillos se agrietaron horizontalmente de manera distribuida en su altura. Los muros de mampostería presentaron las primeras fisuras diagonales durante el tercer ciclo positivo ($RT=0.13\%$), extendiéndose sobre el tablero hasta concluir el semiciclo ($RT=0.14\%$, $RI=0.14\%$). Las grietas, por tensión diagonal, penetraron en los tabiques o seguían las juntas de mortero, presentando forma de escalera en repetidas ocasiones.

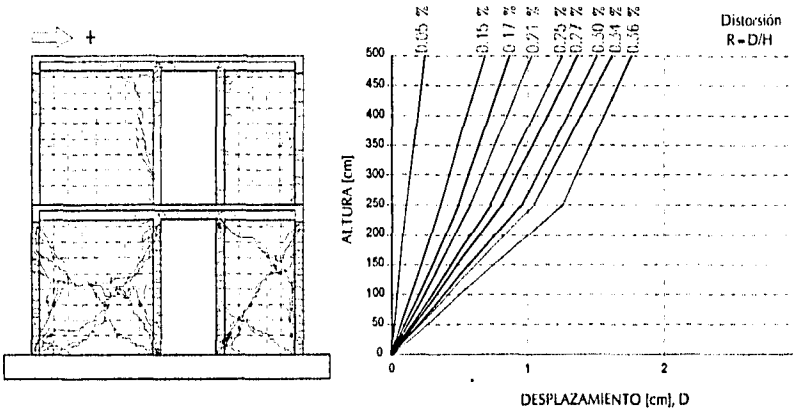


Figura 2.14 Patrón Final de Agrietamiento para el Muro Norte

A partir del ciclo 3, las losas se agrietaron perpendicularmente a la dirección de aplicación de carga, coincidiendo con el paño de los castillos interiores y extendiéndose hasta los voladizos. En los muros cabeceros se observó fisuramiento horizontal, por flexión fuera de su plano, que coincidió con las juntas de mortero. Los muros del segundo nivel no presentaron daño alguno hasta alcanzar el ciclo 5 ($RT=0.21\%$, $RI=0.23\%$). En este ciclo no se observaron nuevas grietas en las dalas del primer nivel, disminuyendo el ancho de las grietas existentes durante la prueba. Hasta este nivel de distorsión, sólo se acumuló el daño, definiendo el patrón de agrietamiento final.

La influencia de los muros cabeceros, para evitar torsiones excesivas en planta, fue evidente por la inclinación en forma opuesta del fisuramiento en los muros cabeceros Este y Oeste.

El comportamiento global del modelo 3D se evaluó a partir de su respuesta histerética. Para interpretar su respuesta se graficaron las curvas cortante - distorsión.

La curva cortante basal - distorsión total se presenta en la Fig. 2.15. La curva guarda simetría, aun para ciclos a distorsiones elevadas. Se distingue una rama elástica para los dos primeros ciclos de carga ($RT=0.05\%$), que coincide con el agrietamiento horizontal de los castillos. La incursión en el rango inelástico se asoció al inicio del agrietamiento inclinado en la mampostería ($RT=0.13\%$), caracterizado por lazos que presentan histéresis. Los lazos muestran estabilidad en ciclos a la misma distorsión y buena capacidad de disipación de energía. El comportamiento observado en otros ensayos de muros de mampostería sin refuerzo ha mostrado un estrangulamiento de los lazos cerca del origen, debido a la influencia de las deformaciones por corte y el deslizamiento de los tabiques. Esta característica limita la disipación de energía de las estructuras. Este problema se agrava por el deterioro en resistencia y rigidez. Sin embargo, el confinamiento de 3D fue diferente. El confinamiento de los muros de mampostería, mediante dadas y castillos, así como la carga vertical aplicada resultaron benéficos en la respuesta. No se observó estrangulamiento de los lazos cerca del origen y las curvas fueron estables aun a distorsiones elevadas. Además, los castillos aportaron mecanismos resistentes, como la acción de dovela, que disminuyeron la degradación de resistencia una vez iniciado el agrietamiento de la mampostería (Sánchez, 1996).

La resistencia del modelo se alcanzó en el ciclo 8 ($RT=0.30\%$, $RI=0.36\%$), siendo el cortante basal de 40.5 t (397.3 kN). Durante este ciclo, se formó una grieta diagonal completa en los paneles de mampostería. Asimismo, el agrietamiento diagonal comenzó a penetrar el recubrimiento y parte del núcleo de los castillos del primer nivel. A partir de este ciclo comenzó un deterioro gradual de la resistencia, sin diferir más del 10%, hasta el final de la prueba (ciclo 10 a $RT=0.34\%$). No obstante el deterioro, la capacidad resistente fue superior a la resistencia calculada según la norma (DDF, 1989), aun a grandes distorsiones consideradas excesivas para estructuras mampostería. La resistencia del 3D fue 1.25 veces la calculada con la Ec. 2.1.

En la figura 2.15 se indica, junto al valor experimental de la resistencia, el calculado con el método de análisis plástico (acápite 2.3.3).

La respuesta del modelo 3D estuvo dominada por el comportamiento del primer nivel (Figs. 2.16 y 2.17). Los lazos de N2 fueron característicos de elementos sin daños con comportamiento elástico lineal (Sánchez, 1996).

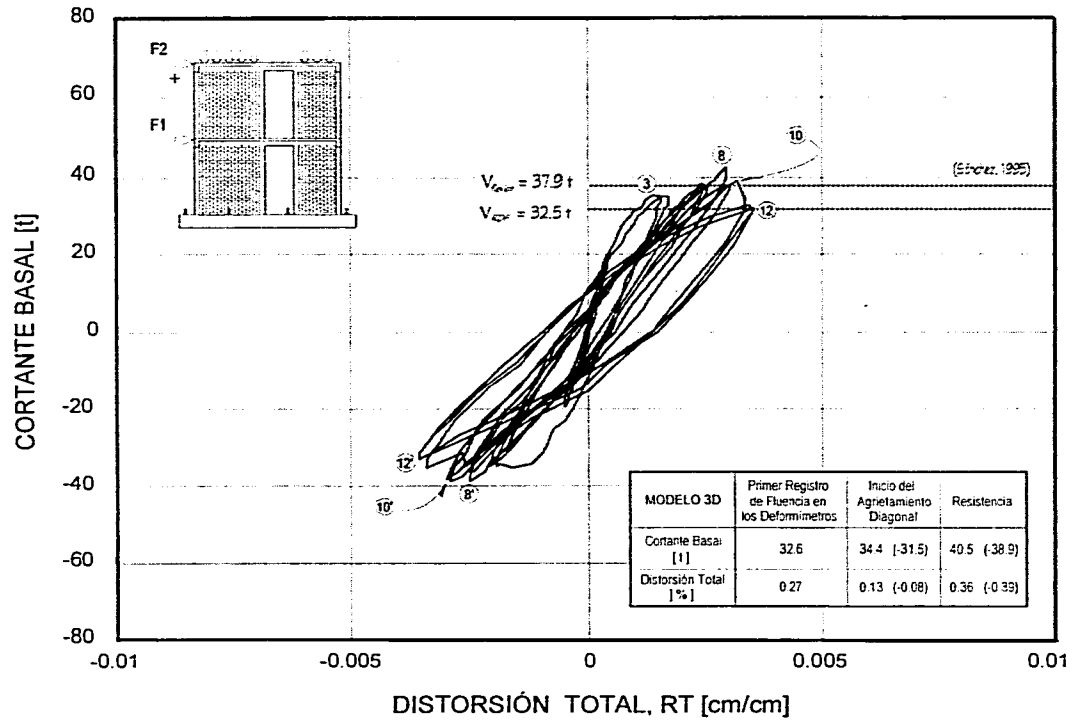


Figura 2.15 Cortante Basal – Distorsión Total (Modelo 3D) ($I_t = 9.81\text{kN}$)

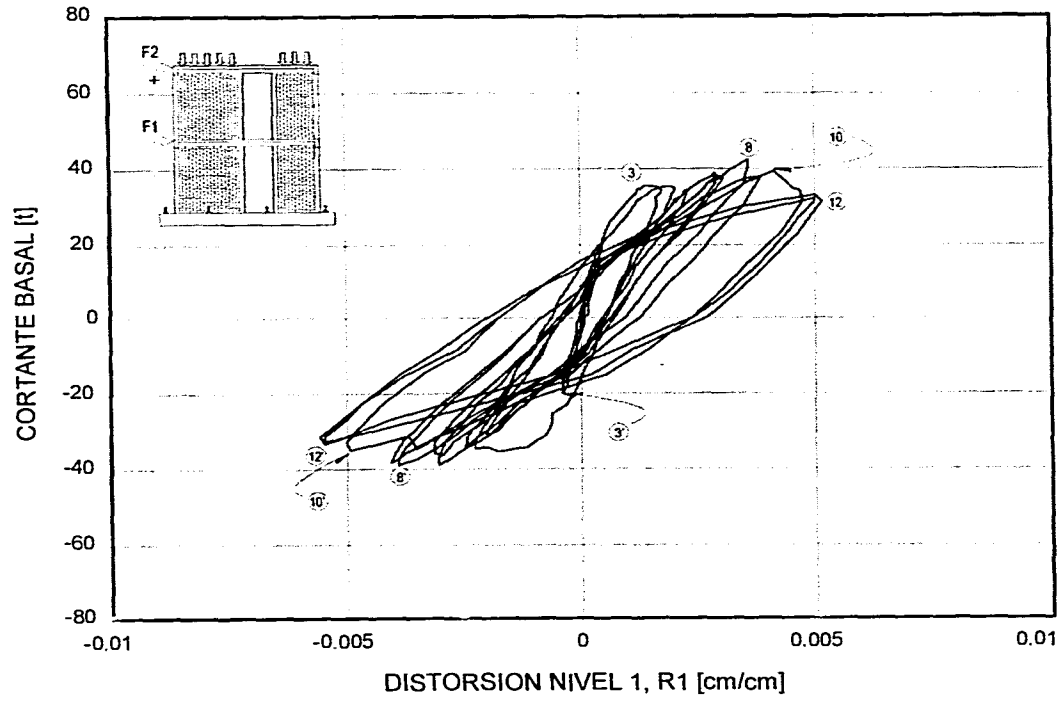


Figura 2.16 Cortante Basal - Distorsión Nivel 1 (Modelo 3D) (It = 9.81kN)

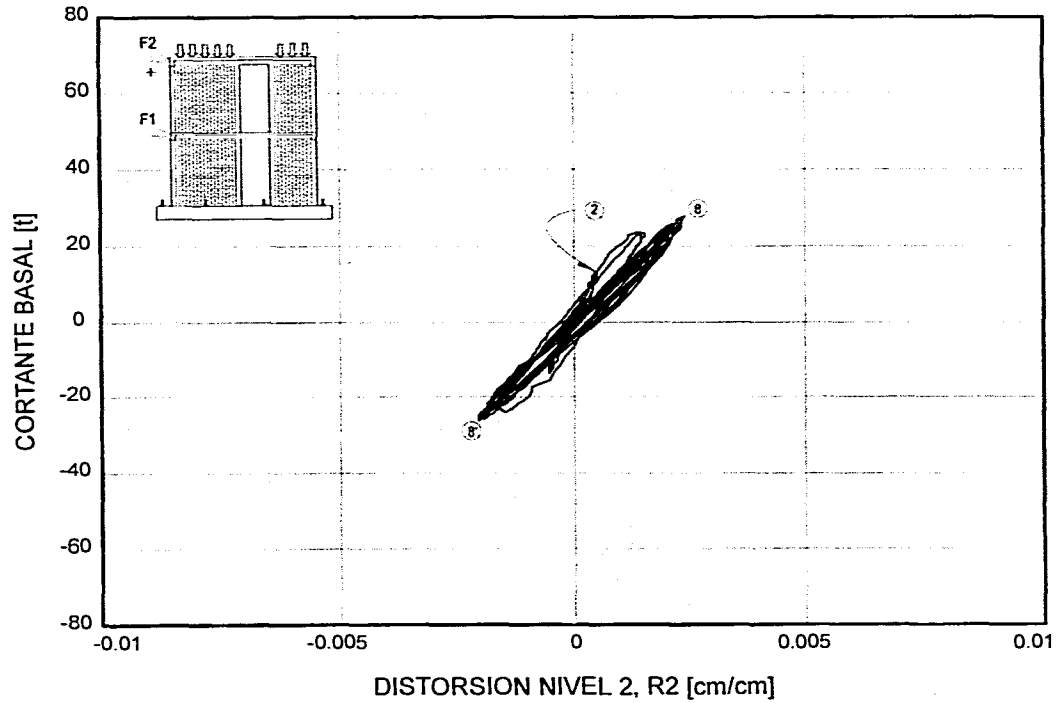


Figura 2.17 Cortante Nivel 2 – Distorsión Nivel 2 (Modelo 3D) ($I_t = 9.81\text{kN}$)

2.5.2 Comportamiento General del Modelo 3D

En la Fig. 2.18 se presenta la envolvente de la respuesta para el modelo 3D. La curva se obtuvo para los valores máximos del cortante basal en ciclos a la misma distorsión. La estructura presentó una capacidad para resistir cargas laterales, aun iniciado el fisuramiento diagonal, hasta completar el agrietamiento diagonal en la mampostería. El deterioro en resistencia se asoció al daño progresivo en los extremos de los castillos. Esta observación sugiere limitar el nivel de distorsión en estructuras de mampostería, antes de la formación completa de grietas inclinadas que penetren los castillos ($RT=0.30\%$ correspondiente a 0.36% de RJ).

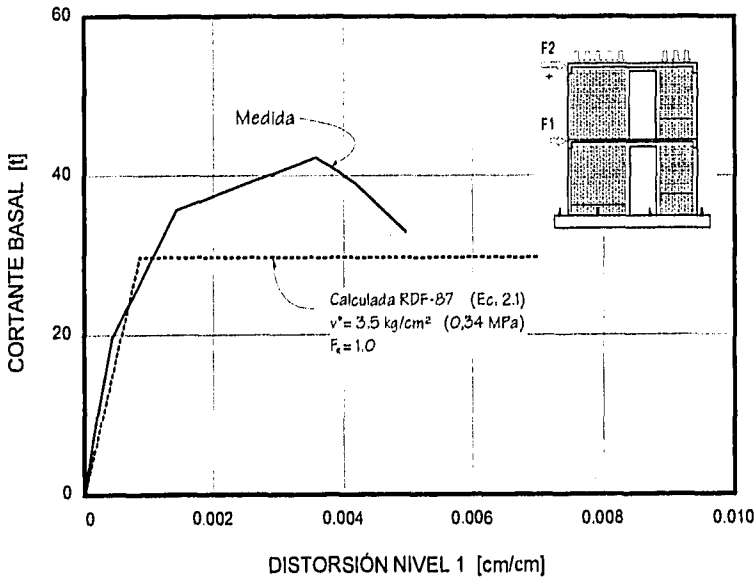


Figura 2.18 Envolvente para 3D ($I_t = 9.81 \text{ kN}$)

Para estudiar la degradación de rigidez, se utilizó el concepto de rigidez de ciclo, K_c . La pendiente de la secante que une los puntos con distorsión y cortante basal máximos, para ciclos completos, se definió como la rigidez de ciclo. La degradación de rigidez en función de la distorsión de N1 se muestra en la Fig. 2.19. La degradación de rigidez inició al formarse grietas por flexión y reacomodo de los tabiques ($RT=0.02\%$), continuando al agrietarse la mampostería y aplastarse el concreto de los castillos. Este tipo de comportamiento ha sido observado en ensayos de sistemas de muros de mampostería bidimensionales y de un nivel (Alcozer, 1994c).

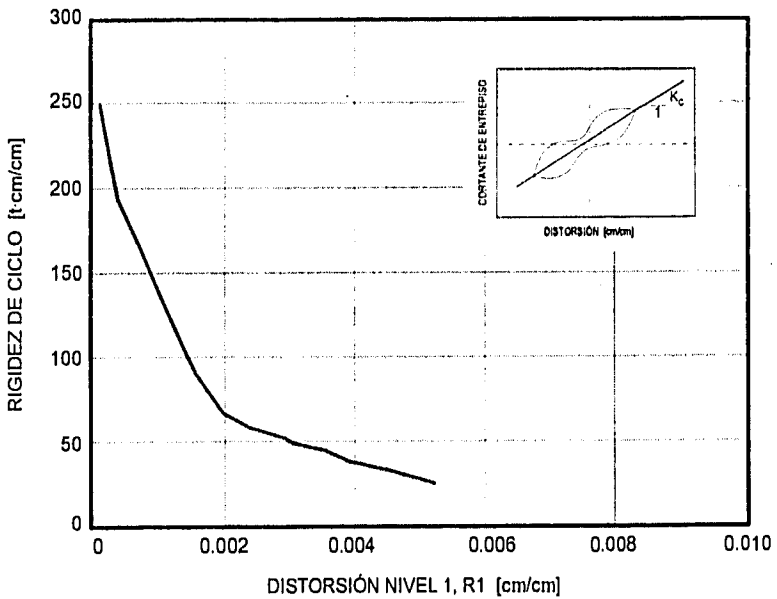


Figura 2.19 Degradación de Rigidez (Modelo 3D)

2.6 CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos del ensayo de 3D se hacen las siguientes observaciones:

(a) El comportamiento del modelo 3D, al ser sometido a cargas cíclicas horizontales manteniendo una distribución triangular invertida en la altura de la estructura, evidenció varias etapas, las cuales se pueden caracterizar de la siguiente manera:

— Una rigidez inicial que se degradó muy rápidamente con la aplicación de los primeros ciclos de carga.

— Una etapa equivalente a un rango elástico en la cual, sin que aparecieran grietas visibles en la mampostería, el modelo se comportó en forma aproximadamente elástica, con relativa alta rigidez y con un comportamiento cíclico estable. Esta etapa se mantuvo hasta un desplazamiento de 3 mm de la losa del primer nivel (distorsión RI de 0.15%) y hasta que se alcanzó el 85% del cortante basal máximo.

— Una vez que se registró la primera grieta visible en la mampostería, el comportamiento cambió radicalmente, mostrando el primer nivel mayor degradación aunque el cortante basal se fue incrementando. Esta etapa se prolongó hasta la aparición, en los muros del primer nivel, de una grieta diagonal bien definida en cada una de las direcciones y que atravesó la totalidad de los muros tratando de penetrar en los castillos. Esta etapa se mantuvo hasta una deflexión en $N1$ de 9 mm (distorsión RI de 0.36%) alcanzándose el máximo cortante basal.

— Después de que se formaron las grietas diagonales, las degradaciones de rigidez y resistencia se aceleraron considerablemente. Las deformaciones aumentaron en forma importante al igual que el número y tamaño de las grietas. En el primer nivel las grietas penetraron en los castillos.

(b) Desde el punto de vista de aceptabilidad del nivel de agrietamiento de los muros, pueden establecerse límites en las deflexiones horizontales. En el modelo ensayado se observa que

9 mm de deflexión horizontal en el nivel I (distorsión RI de 0.36%), corresponde al límite superior después del cual el comportamiento cambia sustancialmente acelerándose la degradación de las propiedades estructurales y la aparición de grandes grietas. A partir de esta distorsión, el deterioro depende de las características del refuerzo de dalas y castillos.

Se puede afirmar que el modelo 3D presentó una respuesta satisfactoria. La resistencia de la estructura excedió a la calculada con la Ec. 2.1 (DDF, 1989) en 1.25 veces, a un nivel de distorsión elevado ($RT=0.30\%$). Sin embargo, deben limitarse los desplazamientos laterales antes que el agrietamiento diagonal penetre los castillos y, por consiguiente, comience el deterioro en resistencia. Para proteger los castillos y preservar una respuesta estable, es conveniente reforzar los extremos de los castillos con estribos a baja separación y construir los castillos con la mayor sección transversal posible.

El brusco deterioro en la rigidez inicial, al incursionar en el rango de comportamiento inelástico, puede inducir fuerzas adicionales a las consideradas en el diseño. Para las estructuras rígidas ubicadas en zonas sísmicas de terreno duro, generalmente cercanas a las fuentes de incidencia, es conveniente proporcionar cierta capacidad de desplazamiento y evitar coincidencia con los periodos dominantes del suelo. No obstante, la seguridad sísmica del modelo puede considerarse superior a la estimada por el reglamento actual (DDF, 1987a).

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LA ESTRUCTURA REHABILITADA

3.1 INTRODUCCIÓN

Se decidió rehabilitar el modelo tridimensional (modelo 3D) empleando una técnica constructiva económica de fácil aplicación (modelo 3D-R). Se optó por aplicar un recubrimiento de mortero reforzado con malla de alambre, sobre una cara, en los cuatro muros dañados del primer nivel en la dirección de carga. Para sujetar la malla de alambre a la mampostería, se emplearon clavos y corcholatas para garantizar una separación mínima. Para evaluar la influencia del número de anclajes, se utilizaron nueve amarres/m² en los dos tableros del lado norte y seis amarres/m² en el lado sur. En este capítulo se presenta el criterio adoptado para diseñar la rehabilitación. Se evalúan la capacidad y rigidez finales ante cargas laterales de 3D y se mencionan las consideraciones hechas para estimar la resistencia del modelo rehabilitado (3D-R). Se describe la secuencia constructiva de la rehabilitación y el procedimiento de prueba de 3D-R. Finalmente, se comentan las propiedades dinámicas obtenidas de pruebas de vibración ambiental.

3.2 OBJETIVOS

La falta de información experimental para el diseño de una rehabilitación con malla de alambre y recubrimiento de mortero (método para reforzar estructuras de mampostería ampliamente aceptado en México) fue el factor que decidió el uso de este esquema de reparación y refuerzo en el modelo tridimensional.

Los objetivos planteados para la construcción de la rehabilitación (modelo 3D-R) fueron:

- 1) Determinar la influencia de las propiedades estructurales finales (resistencia y rigidez) del modelo original en el comportamiento del modelo rehabilitado.
- 2) Evaluar la eficiencia de la malla de alambre seleccionada y el tipo de anclaje para adosarla a la mampostería (corcholata y clavo).
- 3) Estudiar el modo de falla y los mecanismos resistentes a cortante cuando se emplea malla de alambre y recubrimiento de mortero como método de rehabilitación.
- 4) Estudiar el efecto del número de anclajes en el comportamiento de los muros (9 y 6 anclajes/m²).

3.3 EVALUACIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS FINALES DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

Para el diseño de una rehabilitación estructural es necesario conocer los posibles modos de falla de la estructura original, así como la capacidad y rigidez finales o remanentes de la misma en el caso particular de haber sido dañada por sismo. Actualmente, los reglamentos mexicanos no proporcionan elementos para elegir el esquema de reparación y refuerzo más adecuado de entre todos los que sugiere la literatura técnica, ni tampoco, criterios para un análisis y diseño adecuados de la rehabilitación de estructuras dañadas por sismo.

Es común, en la práctica del diseño, despreciar o subestimar la capacidad y rigidez remanentes de la estructura dañada. En general, para el diseño de una rehabilitación se asume que la rigidez y capacidad ante cargas laterales la proporcionan los elementos nuevos que pueden ser muros de rigidez o contraventeos metálicos, encamisados metálicos y de concreto de columnas y vigas, etc. A partir de estas consideraciones, se obtienen las propiedades dinámicas de la estructura, las fuerzas de diseño para el análisis y los elementos mecánicos para el dimensionamiento y el detallado de las secciones (Ruiz, 1995).

En un análisis dinámico, las fuerzas de diseño se relacionan con el periodo de vibración de la estructura, T_D . El periodo T_D es función de la masa, m , y la rigidez lateral, K . Resulta evidente la importancia del cambio en el periodo como resultado de aplicar cualquier método de rehabilitación, en especial asociado a modificaciones en la rigidez lateral.

Lo anterior siempre debe tenerse en cuenta para evitar que la estructura reparada y/o reforzada presente un comportamiento indeseable o distinto al objetivo de la rehabilitación. El esquema de rehabilitación deberá ser tal que el modo de falla sea lo más estable y dúctil posible.

El nivel de daño de 3D, a partir del cual se rehabilitó, fue más severo de lo que en la práctica se consideraría como reparable. De esta manera, la capacidad y rigidez remanentes de 3D pueden ser consideradas como un límite inferior, siendo aplicables para estructuras, de este tipo, con un nivel de daño menor.

3.3.1 Resistencia

La capacidad remanente ante cargas laterales de 3D, V_r , se estimó a partir de la curva cortante basal - distorsión total ($V_B - RT$), como el cortante basal asociado al pico del último ciclo de carga. La resistencia remanente, fue igual a 33.1 t (325 kN), que equivale al 82% del cortante basal máximo alcanzado por 3D.

Con la restitución de piezas aplastadas, el relleno de las grietas principales en la mampostería y la rehabilitación local de los castillos dañados (ver sección 3.5), la capacidad remanente se incrementó. Así, la capacidad remanente estimada se consideró como límite inferior para 3D.

Estimar la capacidad remanente ante cargas verticales representa mayor dificultad. La normatividad vigente subsiguiente, de manera conservadora, la contribución de los castillos en la capacidad axial. No obstante, su participación incrementa la resistencia de los muros y la mantiene, aún agrietándose diagonalmente la mampostería. Es necesario estimar el deterioro en la resistencia a

carga vertical de la mampostería, f_m^* , y del concreto de los castillos, f_c' , para determinar la capacidad remanente ante cargas verticales. Para la rehabilitación se supuso que después de restituir los extremos dañados de los castillos, la estabilidad de la estructura a cargas verticales estaba garantizada.

3.3.2 Rigidez

Las estructuras con muros de mampostería confinada se caracterizan por su alta rigidez ante cargas laterales. La rigidez inicial, K_0 , se deteriora linealmente hasta una distorsión total cercana al 0.05%. Al presentarse grietas horizontales en los castillos, asociadas a esfuerzos de tensión por flexión, la rigidez se deteriora hasta en un 20% de K_0 . Cuando se inicia el agrietamiento diagonal, a una distorsión de 0.13% aproximadamente, la tasa de deterioro de K_0 aumenta rápidamente debido a la baja resistencia a tensión diagonal de la mampostería y a la pérdida de adherencia en las juntas de mortero. La rigidez correspondiente a este nivel de distorsión es del orden del 60% del valor de K_0 .

A partir de aquí la estructura incursiona en el rango de comportamiento inelástico. En esta etapa, el grado de deterioro de las propiedades mecánicas de los materiales, el área efectiva para resistir los esfuerzos cortantes inducidos y, por consiguiente, la rigidez lateral, son difíciles de cuantificar. Para fines de este estudio, se consideró como la rigidez remanente a la rigidez asociada al último ciclo de la etapa inelástica del ensayo del 3D.

La colocación de nuevos materiales y/o elementos en la estructura dañada, de acuerdo a un esquema de rehabilitación, conducen a un cambio en la rigidez. Así, la rigidez lateral de una estructura rehabilitada K , debe considerar a la rigidez remanente K_r , y la rigidez asociada al esquema de refuerzo K_R (Ruiz, 1995).

En la estimación de la rigidez remanente se empleó el concepto de rigidez de ciclo K_c , descrito anteriormente. En la Fig. 2.19 se muestra la degradación de rigidez en función de $R1$. La rigidez remanente fue igual 25.5 t/cm ($K_r \approx 0.10 K_0$).

3.4 CRITERIOS DE DISEÑO

3.4.1 Resistencia a Cortante

Se sabe que el comportamiento de muros reforzados con malla de alambre y recubrimiento de mortero depende de la cuantía del refuerzo (Hernández y Meli, 1976), de la calidad del material de recubrimiento (Hernández, 1981), del método de aplicación del recubrimiento (Delfin *et al.*, 1991) y del tipo de pieza (Delfin *et al.*, 1992; Hernández, 1981; Maldonado y Olivencia, 1992), pero no se cuenta con parámetros para estimar el nivel de recuperación estructural asociado a cada variable.

Respecto a la influencia del refuerzo horizontal sobre la resistencia a fuerza cortante, las pruebas de laboratorio han demostrado que el empleo de cuantías mínimas (usualmente acero liso en las juntas) mejora la ductilidad del muro mas no su resistencia; a no ser que se utilice refuerzo corrugado con cuantías por encima de 0.0005. Por otro lado, la contribución del refuerzo horizontal a lo largo de la grieta diagonal no es uniforme dada la variabilidad de las anchuras de las fisuras (Díaz y Vázquez del Mercado, 1995).

La capacidad ante cargas laterales, V , de un muro de mampostería rehabilitado es función de la participación de la mampostería, V_m , de la malla de alambre, V_s , de los elementos confinantes, V_c , y del recubrimiento de mortero de acuerdo al siguiente criterio

$$V = V_m + V_c + V_s + V_{mortero} \quad (3.1)$$

Para determinar la resistencia a cortante lateral de 3D-R se consideraron la resistencia final de 3D (V_r) y la contribución de la malla de alambre y del mortero como sigue:

$$V = V_r + \eta (V_s + V_{mortero}) \quad (3.2)$$

donde

η es un factor de eficiencia.

El factor de eficiencia, η , considera que la malla de alambre y el recubrimiento de mortero no desarrollan su resistencia en forma uniforme sobre el muro. Para fines de diseño se adoptó un valor de 2/3, asumiendo que 1/3 de la malla no alcanzaría deformaciones de fluencia.

La participación de los alambres y del mortero se estimaron como sigue

$$V_{sm} = p_h f_y A_T \quad (3.3)$$

$$V_{mortero} = A_{mortero} \sqrt{f'_c} \quad (3.4)$$

donde

- p_h la cuantía del refuerzo horizontal;
- f_y el esfuerzo nominal de fluencia de los alambres de la malla;
- A_T el área transversal de mampostería; y
- $A_{mortero}$ el área transversal de recubrimiento de mortero.

3.4.2 Resistencia a Flexión

En los ensayos realizados con muros a escala natural, rehabilitados empleando este método, se ha observado un patrón de daño caracterizado por grietas horizontales, que partían del paño de los castillos, distribuidas en la mitad inferior del muro. En general, la influencia de las deformaciones por flexión aumentó respecto a las de corte, dada la resistencia adicional a cortante lateral proporcionada por la malla de alambre. De esta manera, es importante conocer la resistencia ante cargas laterales asociada a una posible falla por flexión en la estructura rehabilitada.

La capacidad resistente a flexión está proporcionada por: el refuerzo vertical; el peralte y refuerzo de las dadas o trabes; y la magnitud de la carga vertical actuante sobre el muro.

La capacidad última en flexión se obtuvo a partir de un criterio plástico, suponiendo el mecanismo de falla ilustrado en la Fig. 1.2, aplicando el principio de trabajo virtual y considerando una distribución triangular de fuerzas invertida sobre la base del modelo.

El mecanismo de falla supuesto dependió de la longitud en la dala de acoplamiento y la zona rígida considerada para cada panel. La resistencia calculada de esta manera, empleando las propiedades reales de los materiales, fue 49.5 t (485,6 kN).

La resistencia a flexocompresión de la mampostería se calculó de acuerdo a la Ec. 2.2. No se evaluó la resistencia de la sección compuesta mampostería - mortero. Como el sistema de piso se construyó monolíticamente con sus apoyos, se consideró que la dala de acoplamiento y la losa actuaban en conjunto. La resistencia a flexión se calculó suponiendo una sección T equivalente.

3.4.3 Alternativas Evaluadas para la Rehabilitación

Se analizaron varias alternativas, dentro del esquema de rehabilitación ya seleccionado, buscando restituir y aumentar la capacidad ante cargas laterales alcanzada por el modelo original.

Empleando el criterio de diseño descrito en el acápite 3.4.1, se evaluó la resistencia a cortante lateral V_s , que proporcionaban dos tipos de malla de uso común en la construcción mexicana. Para el diseño se consideraron las mallas denominadas: M 6x6/10-10 y M10x10/10-10. Se contempló la opción de colocar la malla en una o en ambas caras de los tableros de N1. Para la reparación solamente se consideró el primer nivel, donde se concentró el daño; el segundo nivel se mantuvo en el rango de comportamiento elástico (Fig. 2.17). En la Fig. 3.1 se comparan las resistencias calculadas para cada tipo de malla con la resistencia asociada a la falla por flexión y la del modelo original. Se utilizó una resistencia nominal a la fluencia $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (490,5 MPa).

Para obtener una resistencia a cortante superior a la alcanzada por el modelo original, resultaba suficiente con utilizar cualquier tipo de malla por una cara. Al no estar disponible la malla con denominación comercial M10x10/10-10, se optó por usar una malla M6x6/10-10. La resistencia de diseño a cortante lateral para el 3D-R, V , fue de 62.8 t (615,9 kN). Las propiedades mecánicas de los alambres de la malla se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Propiedades Mecánicas de los Alambres de la Malla

Tipo de malla	f_y [kg/cm ²] (MPa)	f_u [kg/cm ²] (MPa)	Alargamiento [%]
M6x6 / 10-10	5150 (505.9)	6910 (677.9)	12

donde

f_y esfuerzo de fluencia
 f_u resistencia a la tensión

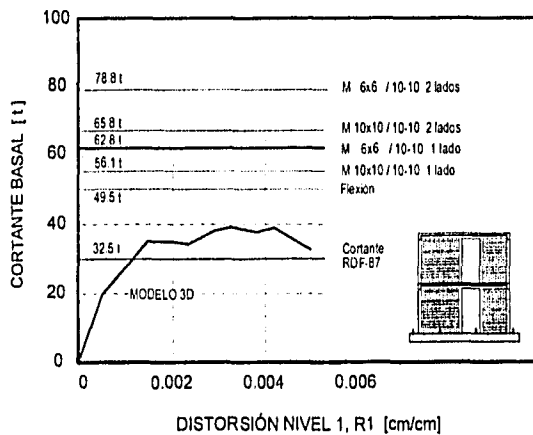


Figura 3.1 Resistencias Esperadas

De la comparación de las resistencias calculadas para falla por corte y por flexión se esperaba una falla por flexión de 3D-R, ante una distribución de fuerzas triangular invertida en la altura del modelo. La resistencia a cortante, V , resultó 1.9 veces la capacidad remanente del modelo 3D, y 1.5 veces la resistencia alcanzada por el modelo original, V_{3D} .

3.5 CONSTRUCCIÓN DE LA REHABILITACIÓN

La carga vertical aplicada en el ensaye destructivo de 3D, se mantuvo durante la rehabilitación con objeto de mantener las condiciones reales del proceso constructivo. El modelo 3D no perdió estabilidad ante cargas verticales. Para incrementar el nivel de seguridad durante la construcción, se apuntaló el primer nivel del modelo 3D.

La rehabilitación de 3D se inició retirando los fragmentos y piezas sueltas de las zonas más dañadas en los tableros de N1 (Fig. 3.2).

El modelo 3D se había pintado con pintura vinílica blanca con objeto de resaltar e identificar las grietas durante el ensaye. Para mejorar la adherencia entre el recubrimiento de mortero y la superficie de mampostería la capa de pintura se retiró empleando un esmeril eléctrico con lija en el disco (Fig. 3.3).

En el ensaye anterior, las grietas diagonales penetraron las zonas extremas de los castillos interiores, provocando agrietamiento y desconchamiento del concreto. El primer nivel se apuntaló verticalmente con puntales de madera (polines) para rehabilitar localmente los castillos. El refuerzo longitudinal, de los mismos, se enderezó ligeramente con puntales horizontales (Fig. 3.4).

La zona afectada de los castillos (40 cm aproximadamente) se reparó mediante la sustitución del concreto fracturado por concreto nuevo. En la Fig. 3.4 se muestra el muro Norte antes de colocar el concreto. El refuerzo longitudinal y transversal en los castillos no fue sustituido. Sólo se restituyeron los deformímetros eléctricos dañados. La reparación de los castillos se realizó en dos etapas.

En la primera etapa se colocó concreto fresco empleando cimbra de madera con 'ventanas' por ambos lados dejando un espacio libre de 8 a 10 cm entre el colado nuevo y el concreto endurecido del castillo o dala para evitar una grieta por contracción por fraguado del concreto, y una eventual zona frágil en la junta. Los rebordes de concreto se retiraron después de descimbrar la zona afectada (Fig. 3.5).

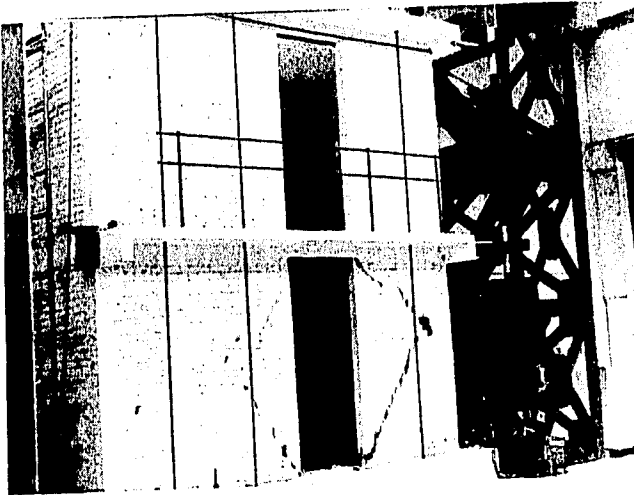
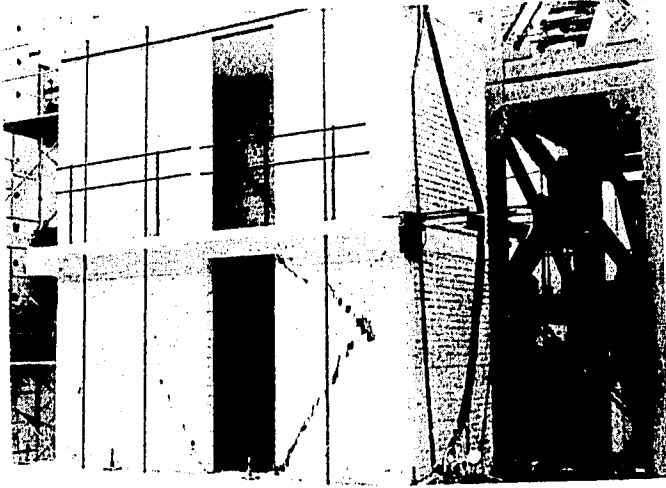


Figura 3.2 Estado Final de Daño del Modelo 3D

ESTA FOTO NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

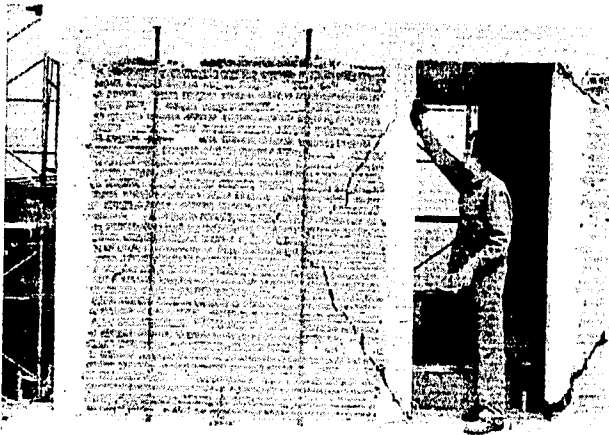
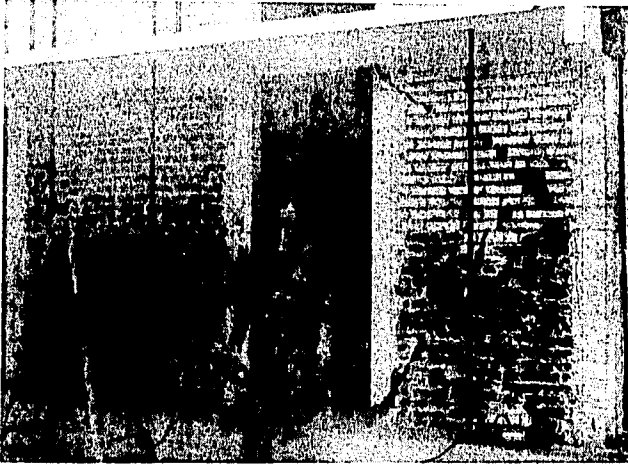


Figura 3.3 Retiro de Pintura en la Mampostería y Limpieza

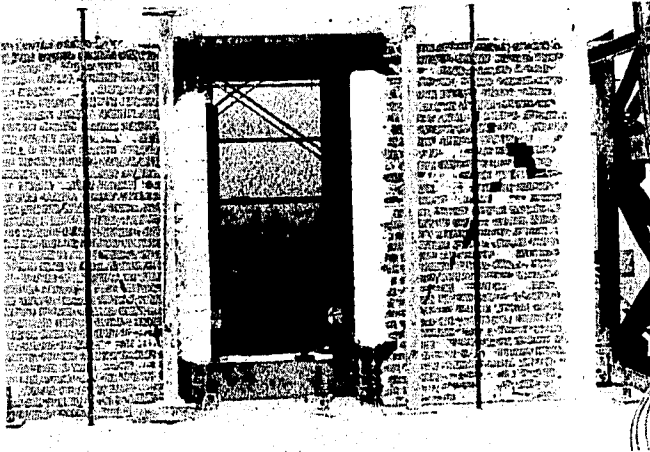


Figura 3.4 Rehabilitación Local de Castillos Interiores

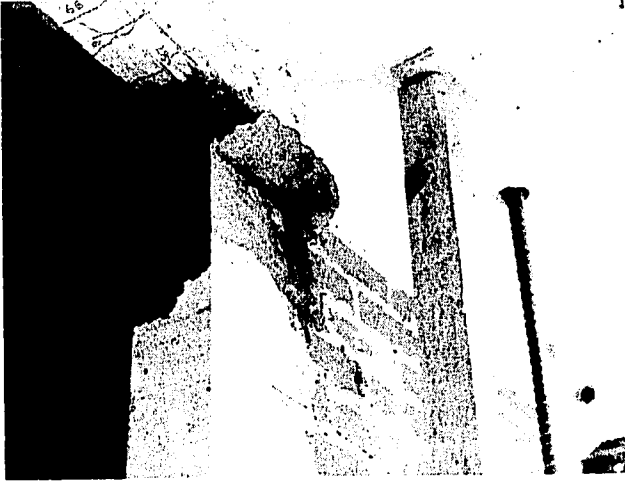


Figura 3.5 Rehabilitación de Castillos (Primera Etapa)

La resistencia de diseño a la compresión del concreto fue de 210 kg/cm^2 (20,6 MPa). Para compactar el concreto se utilizó un vibrador eléctrico portátil. La compactación del concreto de todos los castillos fue buena y no se registraron oquedades ni paquetes de aire. La resistencia promedio de los cilindros muestreados durante el colado de los castillos fue igual a 196 kg/cm^2 (19,2 MPa).

En la segunda etapa se rellenó el espacio libre con un concreto seco (cemento:granzón, con proporción 1:3 en volumen y baja cantidad de agua). La resistencia promedio a compresión de los cilindros de concreto fue de 320 kg/cm^2 (31,4 MPa). La mezcla se colocó a presión en el hueco dejado para tal efecto (Fig. 3.6). Para la cimbra se usó madera contrachapada impregnada de líquido desmoldante. En la Fig. 3.7 se muestra el estado final de un castillo interior rehabilitado.

Posteriormente, se limpiaron las grietas con agua a presión para retirar el polvo y los fragmentos entre ellas, se rellenaron con mortero cemento-arena (proporción 1:4 en volumen) y en zonas muy dañadas con pedacería de tabique 'rajuelo', ver Fig. 3.8.

Una vez que el modelo 3D se reparó localmente (Fig. 3.9), la superficie de los tableros de N1 se picó con una martelina poniendo especial énfasis en los castillos y trabes para evitar una junta fría entre el concreto viejo y el recubrimiento de mortero.

Se colocó malla de alambre y recubrimiento de mortero de 2.5 cm de espesor, en la cara externa de los muros Norte y Sur de N1. Los muros cabeceros y los tableros de N2 no se reforzaron.

La malla de alambre se fijó al muro con clavos de madera de 5 cm de longitud, doblados en su extremo para sujetar el cruce soldado de los alambres (Fig. 3.10). Se utilizaron corcholatas en cada amarre, a manera de calzas, para separar la malla del muro con el objeto de permitir la colocación de mortero detrás de los alambres y fomentar una mejor adherencia del mortero y la malla.

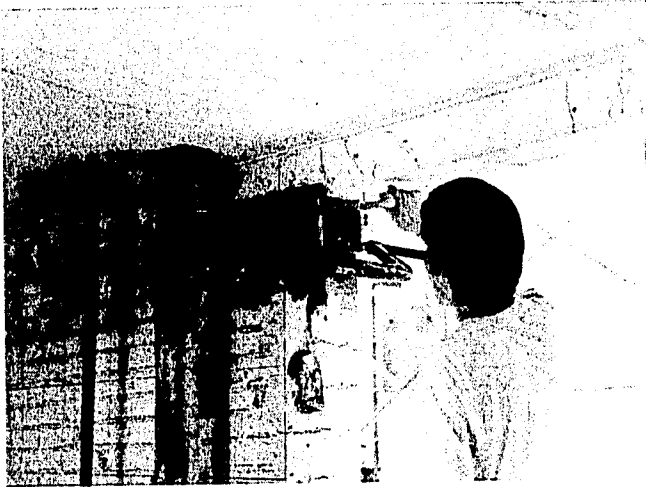


Figura 3.6 Rehabilitación de Castillos (Segunda Etapa)

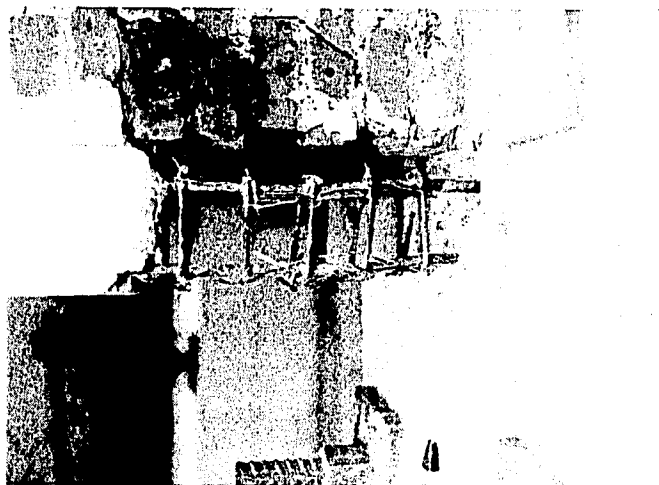


Figura 3.7 Rehabilitación Local de Castillos Interiores

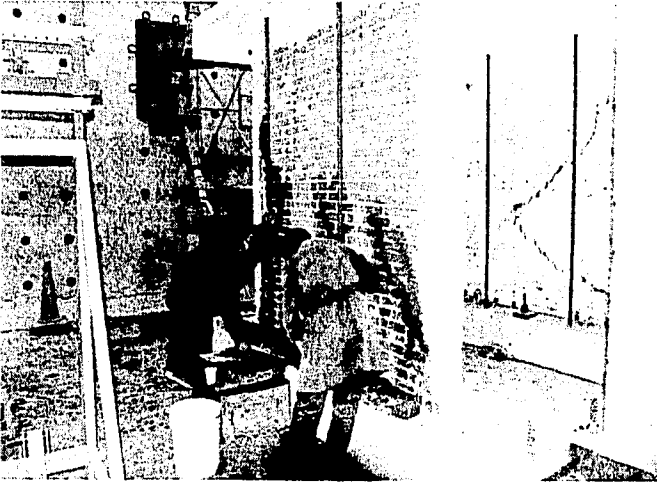


Figura 3.8 Relleno de las Grietas Principales con Mortero

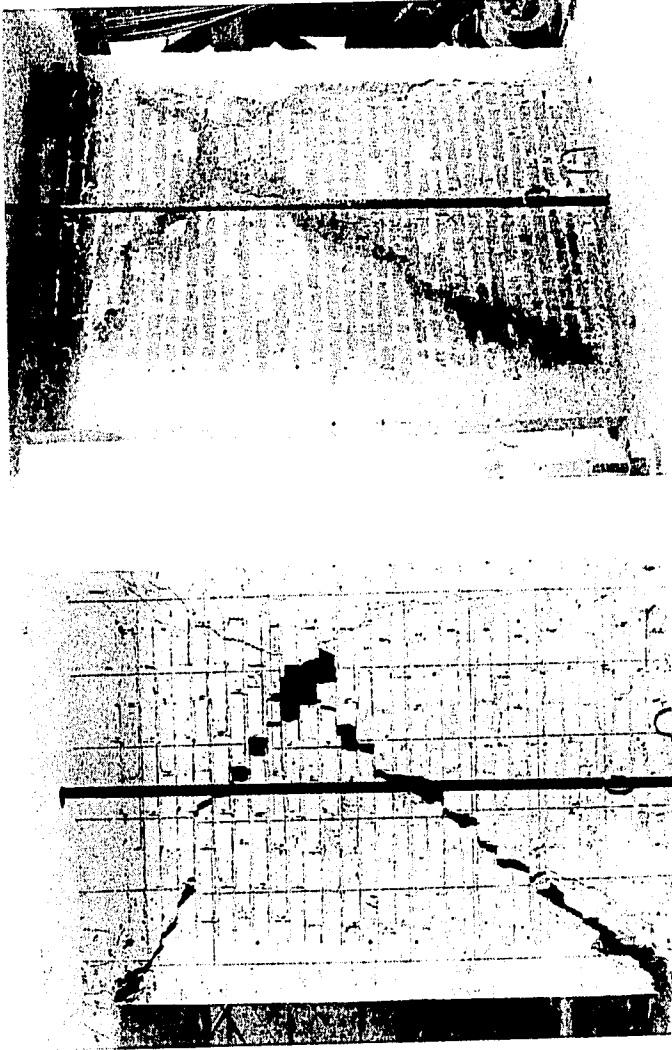


Figura 3.9 Tablero Oeste del Muro Norte. Antes y Después de la Rehabilitación Local

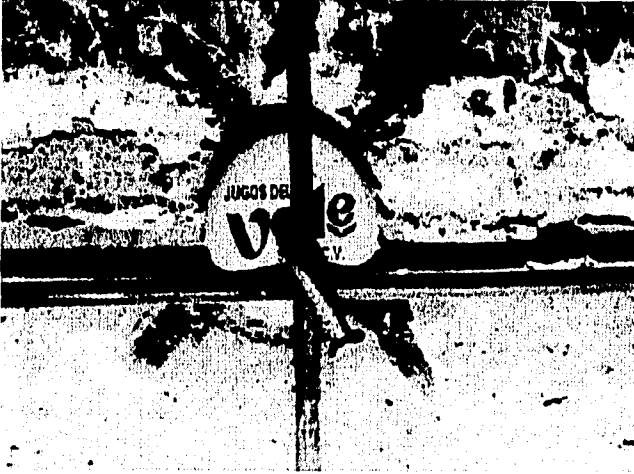


Figura 3.10 Anclaje para Mantener la Malla Fija al Muro

Para estudiar el efecto del número de anclajes en el comportamiento del muro, se colocaron 9 amarres/m² en los paneles del muro Norte, mientras en los del muro Sur se usaron 6 amarres/m². Los extremos de la malla se fijaron a los castillos y dala, con clavos de 1 pulg (2.54 cm) para concreto, a cada dos alambres (30 cm), ver Fig. 3.11.

Para el recubrimiento, aplicado en forma manual, se utilizó una mezcla de cemento - arena, con proporción 1:4 en volumen para obtener una resistencia de un mortero tipo I, consistente con lo que se espera en la práctica. Se añadió el agua necesaria para mantener una trabajabilidad adecuada en el mortero. No obstante esto, el mortero fue homogéneo como lo indica la baja dispersión en la resistencia a la compresión que fue, igual a 0.66%. Se utilizó arena con granulometría sesgada hacia el extremo fino del espectro granulométrico.

Las caras de los muros de mampostería se saturaron previamente para evitar que absorbieran agua de la mezcla (Fig. 3.12).

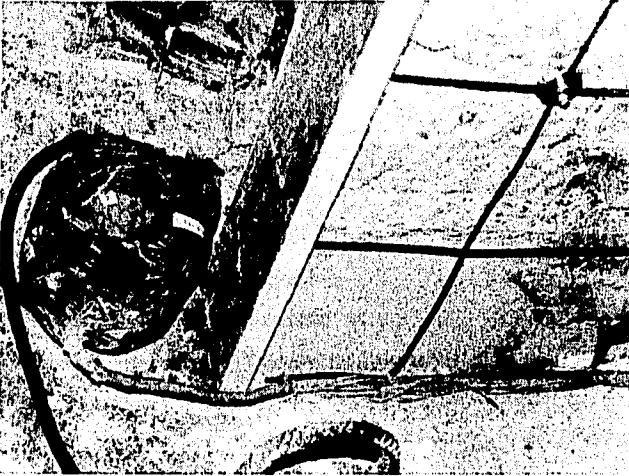
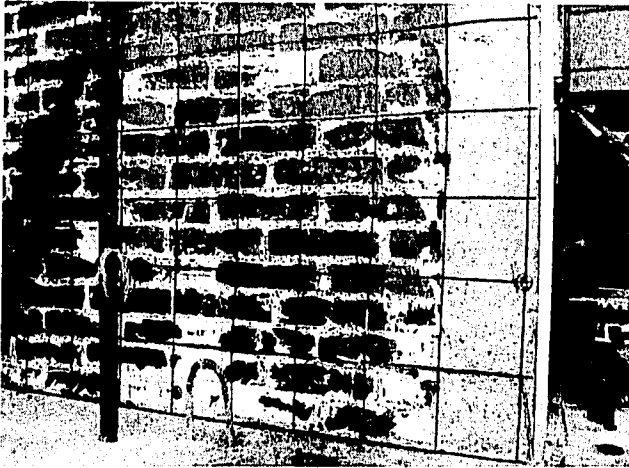


Figura 3.11 Disposición de Amarres y Malla

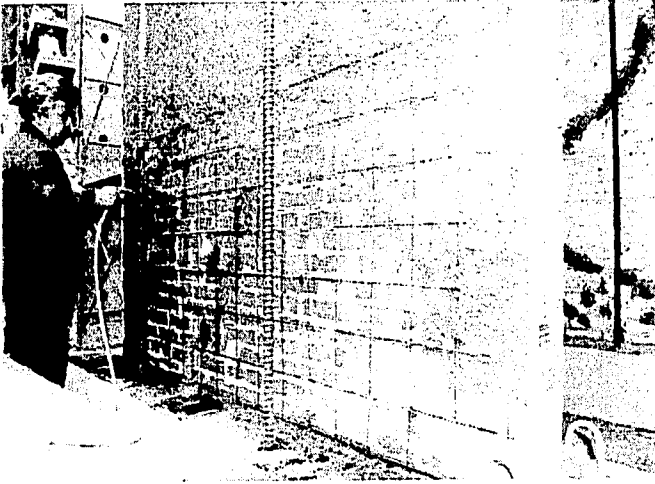


Figura 3.12 Colocación del Recubrimiento de Mortero

A manera de curado, los tableros se regaron durante una semana, con manguera, para mantener el mortero húmedo. No obstante, el mortero presentó profuso agrietamiento por contracción, atribuible al empleo de arena con finos. En la Tabla 3.2 se incluyen las resistencias a la compresión del mortero obtenidas del ensaye de cubos de 5 cm de arista (NMX C-61).

Tabla 3.2 Propiedades Mecánicas Promedio del Mortero

Panel	Edad de prueba [días]	Resistencia [kg/cm ²] (MPa)	CV [%]
NE	28	110 (10.7)	10.7
SO	28	100 (10.1)	10.1
SE	28	95 (9.1)	9.1

CV = coeficiente de variación

Para facilitar la observación de las fisuras, los tableros reparados se pintaron de blanco (Fig. 3.13).

La calidad de los alambres de la malla empleada se verificó a partir de pruebas de tensión monótona hasta la ruptura, según las NMX B-253 y NMX B-290.

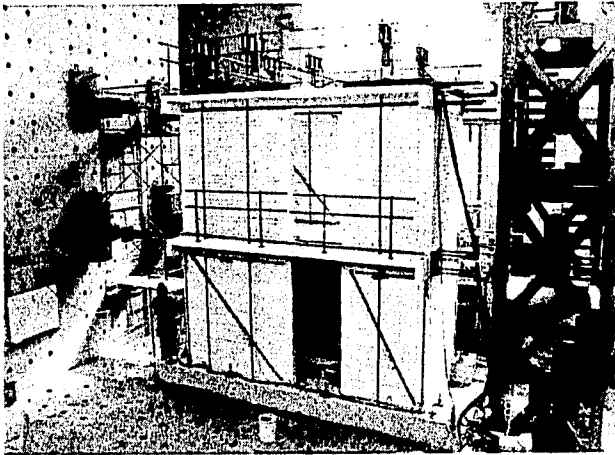


Figura 3.13 Apariencia Final del Modelo Rehabilitado

3.6 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

3.6.1 Ensayes de Vibración Ambiental

Con la intención de obtener la evolución de las características dinámicas del modelo 3D-R, se efectuaron pruebas de vibración ambiental y vibración libre una vez concluido el esquema de rehabilitación. En la prueba se siguió la misma metodología descrita en el acápite 2.4.1. En las Tablas 3.3 y 3.4 se presentan las frecuencias naturales de vibración y los porcentajes de amortiguamiento crítico, en las tres etapas del modelo tridimensional. Para interpretar el efecto de la rehabilitación, el periodo de vibración se utilizó como índice de la rigidez lateral en cada dirección ya que la masa no varió sensiblemente.

Tabla 3.3 Frecuencias Naturales de Vibración Identificadas a Partir de las Pruebas de Vibración Ambiental (Ruiz, 1995)

Modelo	1er MODO			2o MODO		
	Longitudinal L	Transversal T	Torsión R	Longitudinal L	Transversal T	Torsión R
3D	15.4 ^a (0.065) ^b	13.0 (0.077)	24.7 (0.041)	52.0 ^a (0.019)	36.3 (0.027)	33.5 (0.030)
3D _{dañado}	9.7 (0.103)	10.1 (0.099)	17.7 (0.057)	31.0 (0.052)	34.3 (0.029)	33.9 (0.030)
3DR	13.5 (0.074)	12.5 (0.080)	22.1 (0.045)	33.9 (0.030)	47.5 (0.021)	38.9 (0.017)

^a frecuencia natural de vibración, Hz

^b periodo natural de vibración, s

3D modelo original

3D_{dañado} modelo original con daño

3DR modelo rehabilitado

Tabla 3.4 Porcentaje de Amortiguamiento Crítico Identificado a Partir de las Pruebas de Vibración Libre (Ruiz, 1995)

Modelo	3D	3D _{reparado}	3DR
Longitudinal, L	1.0	1.1	1.8
Transversal, T	1.7	2.5	4.7

Las características dinámicas iniciales de 3D se vieron modificadas por el deterioro de los muros de mampostería en la dirección longitudinal (debido a la aplicación de carga lateral) y de los muros cabeceros, en la dirección transversal, por efecto de la flexión en su plano. El daño observado en 3D confirmó que las deformaciones por torsión no fueron significativas. La frecuencia del primer modo en la dirección longitudinal disminuyó en 37%, así como 23% en la dirección transversal y 28% para el modo de torsión. Los sistemas de muros en ambas direcciones presentan flexibilidad similar.

Los porcentajes de amortiguamiento crítico aumentaron en ambas direcciones, siendo mayor en 1.5 veces para la dirección transversal.

Una vez rehabilitada la estructura (3DR), el periodo del primer modo asociado a la dirección longitudinal sugiere que en los muros no se logró restituir la rigidez lateral del modelo original, sólo se alcanzó el 87%. No obstante, la rigidez lateral excedió en 1.39 veces la del modelo dañado. En la dirección transversal, los muros presentaron una rigidez similar a la original. El amortiguamiento crítico casi se duplicó en la dirección longitudinal con la reparación (3DR). En la dirección transversal h_c aumentó en 2.8 veces respecto al valor inicial (3D).

3.6.2 Dispositivo de Carga e Instrumentación

Para poder evaluar y comparar el comportamiento del modelo rehabilitado, se dispuso una instrumentación similar al ensaye anterior. En el acápite 2.3.8 se describe el diseño de la instrumentación utilizada para 3D. Además de estos transductores se colocaron transductores de desplazamiento en la mitad superior de los paneles de mampostería, con la intención de medir el desplazamiento relativo de los muros.

Se adhirieron deformímetros eléctricos en los alambres verticales y horizontales de la malla, con la intención de estudiar su comportamiento y cuantificar la participación de la malla en la resistencia de la estructura rehabilitada. En la Fig. 3.14 se muestra la distribución de los deformímetros eléctricos en los muros Norte y Sur. Una distribución similar se dispuso en el muro Sur. En total se utilizaron 210 canales cuya información fue capturada como se describe en 2.3.8.

Los deformímetros eléctricos fueron colocados en el refuerzo longitudinal y transversal de los castillos, dala Norte y losas, con la intención de estimar el inicio de la etapa de fluencia, la ubicación del eje neutro en las secciones agrietadas, estado final de deformaciones en los materiales, evaluar el grado de acoplamiento entre los muros, o bien la contribución de la losa en la rigidez y resistencia de la estructura. En la Fig. 3.4 se muestra la distribución de los deformímetros en ambos muros.

El dispositivo de carga empleado en el ensaye destructivo del modelo 3D-R fue igual al utilizado para el 3D. En el acápite 2.3.7 se describió la instalación usada con ambos modelos.

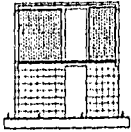
Durante un sismo, las fuerzas inducidas se reparten según la distribución de la masa. Así, si ésta está uniformemente repartida en el sistema de piso, la fuerza lateral inducida también lo estará. En conjuntas habitacionales es válido suponer que la distribución de la masa es uniforme en la planta. Por tanto, el dispositivo de carga empleado no es del todo realista, ya que en él se aplica la carga de manera concentrada, lo que obliga al muro a formar un puntal principal de compresión para resistirla. Sin embargo, las conclusiones que se pueden derivar de este estudio no carecen de validez a pesar de que se haya optado por un dispositivo más simple y económico.

Durante el ensaye se trató de mantener constante el esfuerzo vertical; sin embargo, a grandes distorsiones (de 0.6% o más) la carga vertical en la parte a tensión de los muros aumentó hasta un 20%. En estos casos se corrigió la carga de modo que el promedio de los valores registrados por las celdas fuera equivalente a 5 kg/cm^2 (0,49 MPa).

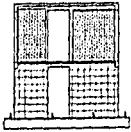
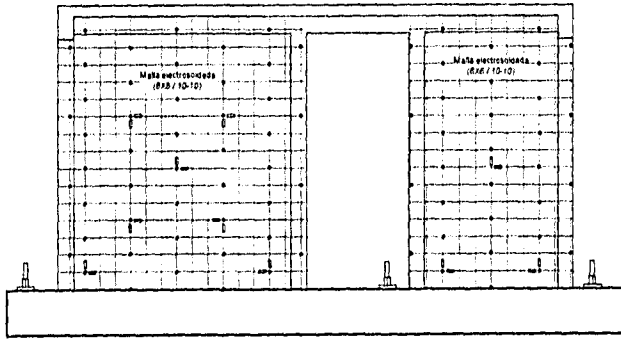
3.6.3 Ensaye Destructivo

En forma similar al ensaye del 3D, se aplicaron ciclos alternados de carga lateral estática, manteniendo una distribución de fuerzas triangular invertida en la altura del modelo. La carga lateral se aplicó en dos etapas: en la primera, se aplicaron once ciclos de carga siguiendo la misma historia de desplazamientos del ensaye de 3D para poder comparar la respuesta de los modelos original y reparado; en la siguiente etapa el ensaye se controló por distorsión total, se aplicaron siete ciclos de carga más antes de la falla del espécimen. A partir del ciclo seis se aplicaron dos ciclos consecutivos a una misma distorsión para evaluar la estabilidad en la respuesta histerética. La historia de carga para 3DR se presenta en la Fig. 3.15b. La máxima distorsión total, *RT*, fue de 0.91%. La distorsión del primer nivel, *RI*, fue de 1.41%. Los niveles de desplazamiento alcanzados por el 3D-R permitieron estudiar la participación de los alambres horizontales en la resistencia, capacidad de deformación y disipación de energía de la estructura rehabilitada con esta técnica. La carga vertical se aplicó en forma constante durante la prueba.

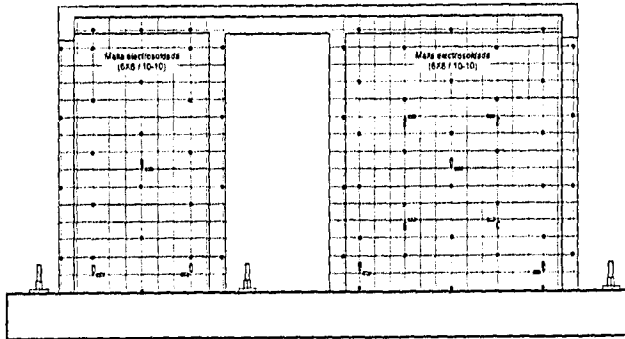
La respuesta histerética del modelo, carga horizontal-desplazamiento de la losa, fue construida en la computadora en tiempo real para controlar la prueba. Al finalizar cada sesión de ensaye, se archivó la información en discos flexibles para su posterior reducción y análisis.



MURO NORTE
9 amarres / m²

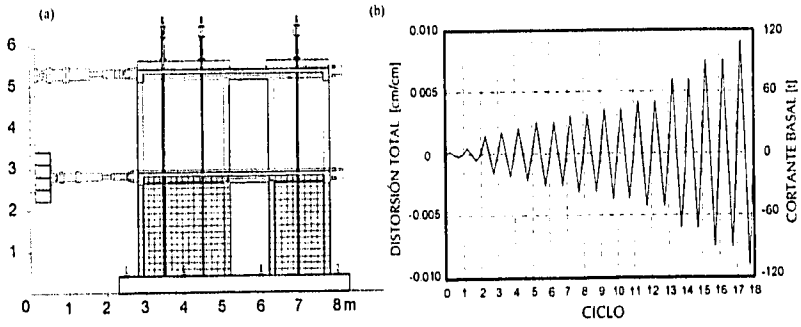


MURO SUR
6 amarres / m²



- Amarre
- Deformímetro

Figura 3.14 Disposición de Amarres y Deformímetros



Figuras 3.15 (a) Dispositivo de Carga; (b) Historia de Carga Aplicada en 3D-R

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO GENERAL DEL MODELO 3D-R

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se analiza el comportamiento general del modelo 3D-R. Se presenta la forma de obtener la contribución de las deformaciones al corte y flexión en el desplazamiento total, se comentan las curvas carga lateral-distorsión y la envolvente de respuesta del modelo rehabilitado, después se explica el desarrollo del patrón de daño y, finalmente, se muestran las deformaciones angulares y las rotaciones de los tableros de mampostería.

En los primeros ciclos de la prueba se incrementó la longitud de las grietas por contracción por secado del mortero y se presentaron grietas horizontales, por flexión, en los castillos. Posteriormente, aparecieron fisuras inclinadas sobre las grietas reparadas de los muros; a partir de este momento, comenzó a trabajar en forma importante la malla propiciando hacia el final del ensayo un patrón de agrietamiento distribuido uniformemente. En general, se tuvo un trabajo apreciable a flexión llegando a fluir el acero vertical en los castillos. El intervalo entre la aparición del primer agrietamiento inclinado (ciclo 3) y la resistencia máxima del modelo (ciclo 16) se caracterizó por el aumento en el agrietamiento y la paulatina formación de grietas inclinadas acompañado de una reducción en la rigidez lateral. Antes de alcanzar la resistencia de 3D-R, superior a la del primer agrietamiento inclinado, se registraron grandes desplazamientos. El desprendimiento de los anclajes y la rotura de los alambres de la malla, así como el agrietamiento inclinado provocaron un rápido deterioro del modelo hacia el final de la prueba. El uso de corcholata y clavo como anclaje resultó adecuado; sin embargo, su eficiencia disminuyó al aplastarse el recubrimiento de mortero para ciclos a distorsiones mayores que las de diseño (mayores de 0.6%).

4.2 DEFINICIÓN DE ALGUNAS CARACTERÍSTICAS DE LA RESPUESTA

4.2.1 Componentes de la Distorsión de los Muros de 3D-R

El estudio de las contribuciones de las deformaciones por flexión y por cortante de los tableros individuales al desplazamiento total de los muros longitudinales es un medio útil para entender mejor el comportamiento y distinguir el modo de falla del modelo 3D-R.

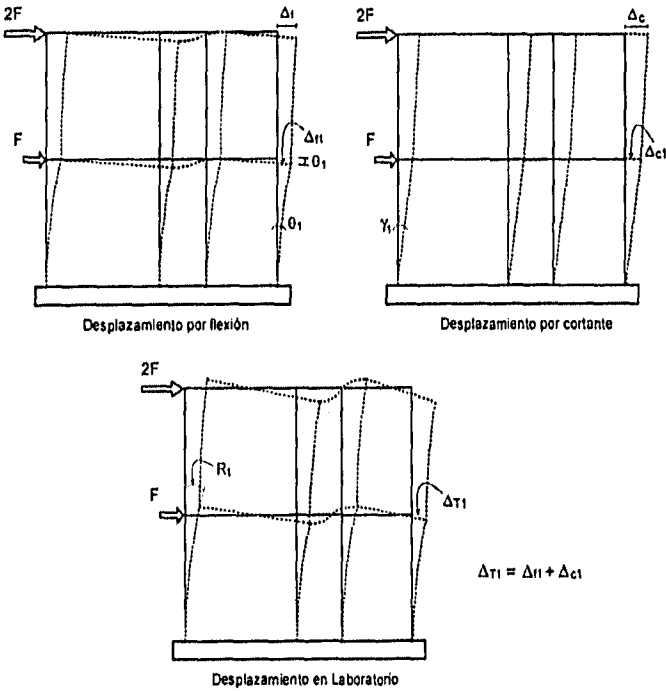


Figura 4.1 Contribuciones al Desplazamiento Total de los Muros Longitudinales

En este trabajo se supuso que ante cargas laterales los paneles se deformaron por efectos de flexión (como en el caso de un elemento esbelto) y por cortante. En la Fig. 4.1 se muestra este concepto para un muro longitudinal; se exageran los desplazamientos para facilitar su visualización. No se consideró la expansión del muro en su plano que se caracteriza por un incremento en la longitud del muro a la mitad de la altura y por flexión en los castillos en curvatura simple.

Para obtener las deformaciones por flexión y cortante de los paneles de mampostería, se colocaron transductores de desplazamiento montados en un sistema cilindro-pistón formado por dos tubos de diferente diámetro. Para la deformación angular, los tubos se colocaron a lo largo de dos diagonales de cada panel. El tubo de menor diámetro (3.2 cm) estaba alojado dentro del tubo de mayor diámetro (3.8 cm). Para evitar la flexión del conjunto de tubos, éstos se traslaparon en un tercio de la longitud de la diagonal del tablero. Para reducir la fricción entre las paredes de los tubos, se colocó cinta de teflón y una capa de grasa automotriz sobre la superficie del tubo de menor diámetro. El sistema de dos tubos se sujetó, en sus extremos, a las esquinas de los tableros mediante barras roscadas ancladas a la mampostería con resina epóxica. Se restringió el movimiento de los tubos fuera del plano del muro mediante una tuerca y una rondana, a cada lado, apretadas con la mano de manera que el tubo tuviera libertad de giro con respecto a la barra roscada y que la conexión trabajara como una rótula (Fig. 4.2).

4.2.1.1 Deformaciones Angulares

Las deformaciones angulares, γ , para cada panel se obtuvieron con la Ec. 4.1

$$\gamma = |\varepsilon_1| + |\varepsilon_2| \quad (4.1)$$

donde

$$\varepsilon_1 = \frac{d_1}{l_1} \quad \text{y} \quad \varepsilon_2 = \frac{d_2}{l_2} \quad (4.2)$$

- γ es la deformación angular del panel;
- ε_1 es la deformación de la diagonal anterior;

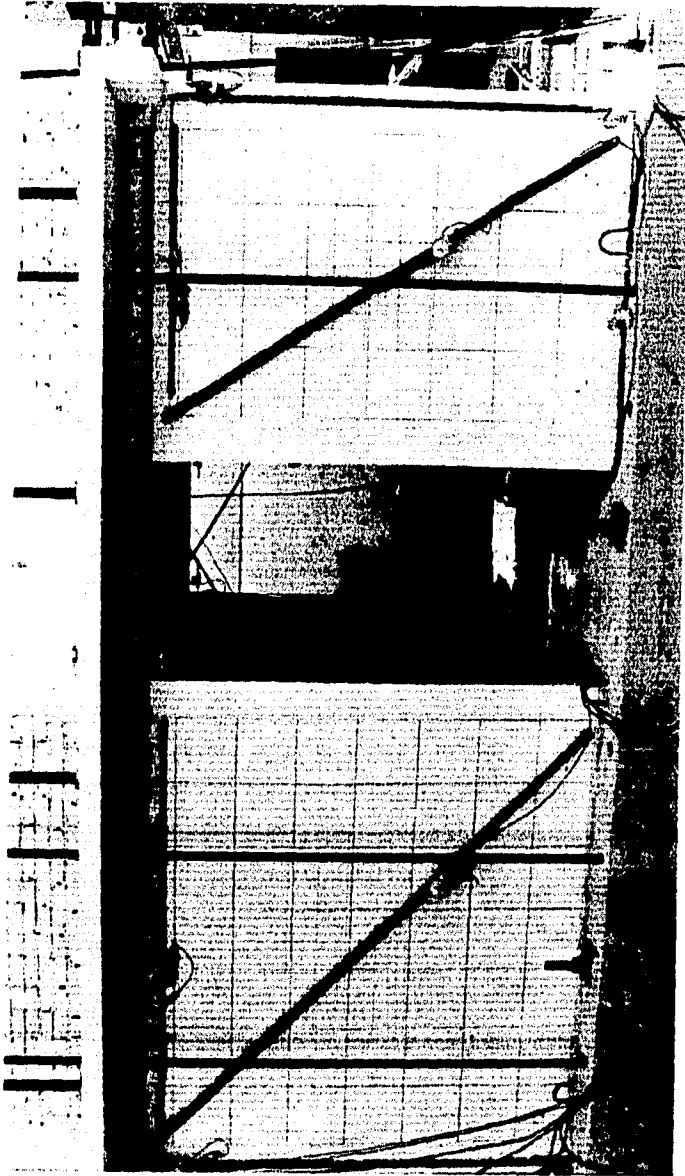


Figura 4.2 Disposición de Transductores de Desplazamiento (Muro Norte)

- ε_2 es la deformación de la diagonal posterior;
- d_1 es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal anterior;
- d_2 es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal posterior;
- l_1 es la longitud inicial de la diagonal anterior; y,
- l_2 es la longitud inicial de la diagonal posterior.

La expresión anterior es una simplificación válida para tableros cuadrados (con relación de aspecto igual a 1 es decir $h=l$) (Aguilar 1996).

La deformación de un tablero individual se muestra en la Fig. 4.3. Por claridad, en la figura sólo se considera la deformación asociada al cortante; sin embargo se reconoce que el muro se deforma también por efectos de flexión. En la deformación angular calculada se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas de la mampostería (agrietamiento, aplastamiento, deslizamiento, etc.). De acuerdo con la Fig. 4.3, para una carga lateral aplicada en un sentido, en una de las diagonales se midió un alargamiento, mientras que en la otra se registró un acortamiento. La deformación del tablero (Fig. 4.3) se ha exagerado para facilitar la visualización del fenómeno.

En esta investigación se midieron las deformaciones angulares en los paneles Este y Oeste (γ_E y γ_O , respectivamente). Puesto que los muros se encuentran acoplados por el sistema de piso (losa y dalas de cerramiento), la deformación angular del piso es difícil de determinar, sobre todo porque la relación M/VL (donde M es el momento flexionante, V es la fuerza cortante y L es la longitud del muro) fue diferente para cada tablero. Para determinar $\bar{\gamma}$ se supuso que la deformación angular del modelo tendría un valor intermedio a γ_E y γ_O . De esta manera, se propuso que $\bar{\gamma}$ se calculara como el promedio de las deformaciones angulares de los paneles Este y Oeste, de modo que

$$\bar{\gamma} = \frac{\gamma_E + \gamma_O}{2} \quad (4.3)$$

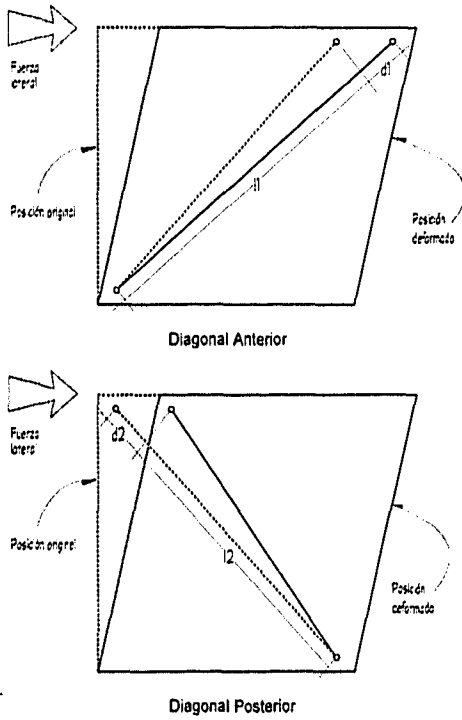


Figura 4.3 Obtención de la Deformación Angular de los Tableros

4.2.1.2 Deformaciones por Corte y Flexión

De acuerdo al criterio anterior, se ha supuesto que la deformación del tablero de mampostería se puede descomponer en las debidas por cortante y por flexión, entonces se puede escribir que

$$R = \bar{\gamma} + R_f \quad (4.4)$$

donde

- R es la distorsión medida (definida en el acápite 2.3.4),
- $\bar{\gamma}$ es la contribución de la deformación angular promedio a la distorsión, y
- R_f es la contribución de la deformación por flexión a la distorsión.

Si se estudia la Ec. 4.4 es evidente que para una distorsión R , mientras una contribución aumenta la otra disminuye. La contribución de la flexión a la distorsión R_f se puede calcular de la diferencia $R_f = R - \bar{\gamma}$. Sin embargo, el cálculo de las deformaciones por corte, a partir del cambio en la longitud de las diagonales únicamente, lo convierte en un criterio limitado.

Un método que facilita la determinación de varias componentes de la deformación es el de Seible e Igarashi (1991). Consiste en asumir modos de deformación lineal para un tablero individual y descomponer la forma de deformación total en una combinación de cinco modos simples, como se muestra en la Fig. 4.4. Los cinco valores de deformación se pueden obtener a partir de ocho desplazamientos nodales (Fig. 4.5) por medio de una matriz de transformación de 5x8:

$$\begin{Bmatrix} \gamma \\ \Delta\theta_x \\ \Delta\theta_y \\ \Delta_x \\ \Delta_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2H} & -\frac{1}{2D} & -\frac{1}{2H} & -\frac{1}{2D} & -\frac{1}{2H} & \frac{1}{2D} & \frac{1}{2H} & \frac{1}{2D} \\ \frac{1}{H} & 0 & -\frac{1}{H} & 0 & \frac{1}{H} & 0 & -\frac{1}{H} & 0 \\ 0 & -\frac{1}{D} & 0 & \frac{1}{D} & 0 & -\frac{1}{D} & 0 & \frac{1}{D} \\ -\frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & \frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{1x} \\ u_{1y} \\ u_{2x} \\ u_{2y} \\ u_{3x} \\ u_{3y} \\ u_{4x} \\ u_{4y} \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

Los desplazamientos nodales u_{ij} son expresados en términos de desplazamientos relativos ζ_i fácilmente medibles (Fig. 4.5) y sustituidos en la Ec. 4.5 para obtener la relación deseada. Como ζ_i no proporciona información de traslación de cuerpo rígido o rotación, tres de las cantidades u_{ij} son restringidas de acuerdo a las condiciones del experimento. Considerando sistemas de piso rígidos, la elección fue:

$$u_{2x} = 0 \quad u_{2y} = 0 \quad u_{3y} = 0$$

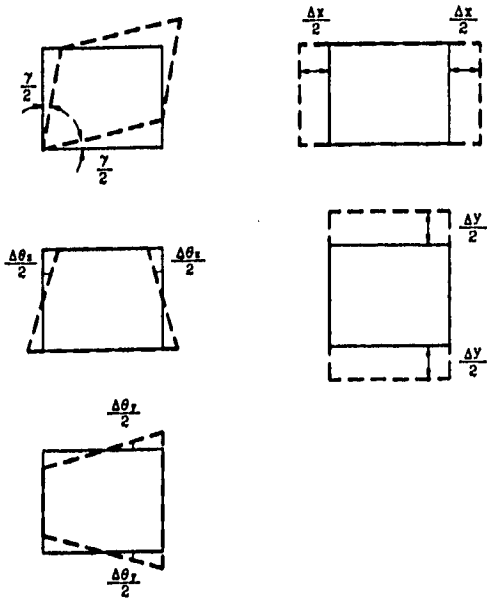


Figura 4.4 Modos de Deformación Lineal (Seible e Igarashi, 1991)

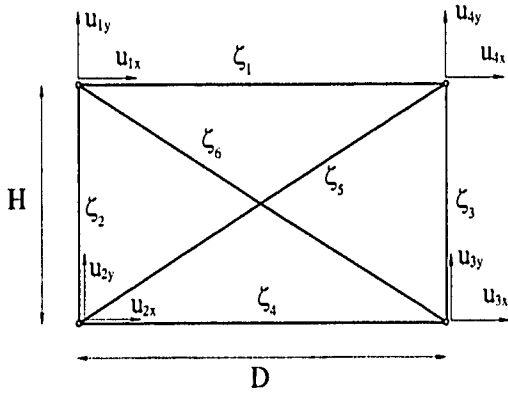


Figura 4.5 Definición de Desplazamientos Nodales y Desplazamientos Relativos

Con la suposición anterior se obtiene la siguiente relación entre los ζ_i y los restantes 5 u_{ij} :

$$\begin{Bmatrix} \zeta_1 \\ \zeta_2 \\ \zeta_3 \\ \zeta_4 \\ \zeta_5 \\ \zeta_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & \frac{D}{\sqrt{D^2+H^2}} & \frac{H}{\sqrt{D^2+H^2}} & 0 \\ -\frac{D}{\sqrt{D^2+H^2}} & \frac{H}{\sqrt{D^2+H^2}} & 0 & 0 & \frac{D}{\sqrt{D^2+H^2}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{1x} \\ u_{1y} \\ u_{4x} \\ u_{4y} \\ u_{3x} \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

El sistema 4.6 se resuelve para calcular los desplazamientos nodales. Así, los resultados se sustituyen en la Ec. 4.5 para obtener los componentes de deformación.

Para fines de este estudio, las deformaciones angulares de los paneles (Este y Oeste) de ambos muros (Norte y Sur) de N1 se obtuvieron con dos criterios: el método propuesto por Seible e Igarashi y con el criterio de resistencia de materiales. Dada la similitud de los valores obtenidos con ambos métodos, sólo se presentan las curvas obtenidas con el método de Seible e Igarashi. En N2, las deformaciones angulares en ambos paneles del muro Sur se obtuvieron a partir del cambio en la longitud de las diagonales.

4.2.2 Rotaciones y Curvaturas

El modelo 3D-R fue instrumentado con transductores de desplazamiento para medir las rotaciones de los tableros y de las dalas. Las mediciones incluyeron deformaciones elásticas e inelásticas en ciclos a grandes distorsiones debido al comportamiento inelástico del concreto, acero y mampostería. Para facilitar la presentación de los resultados, las rotaciones se presentan en porcentaje.

Las rotaciones se obtuvieron a lo largo de dos y tres secciones para los muros Norte y Sur, respectivamente. Las mediciones se hicieron en la altura de los paneles mediante transductores de

desplazamiento montados en sistemas de tubos cilindro - pistón similares a los empleados en la medición de las deformaciones de las diagonales. La instrumentación de los castillos se colocó sobre el eje. En la Fig. 4.6 se muestra la disposición de deformímetros de carátula y en la Fig. 4.7 las regiones en estudio para el muro Sur.

Las rotaciones en cada región fueron calculadas con la expresión

$$\theta_{\text{tablero}} = \frac{l_t - l_c}{s} \quad (\text{Ec. 4.9})$$

donde

- θ_{tablero} es la rotación del tablero en estudio;
- l_t es el desplazamiento medido en el lado a tensión;
- l_c es el desplazamiento medido en el lado a compresión; y,
- s es la distancia entre los transductores.

Las curvaturas de los tableros, ϕ_{tablero} , en las diferentes regiones fueron calculadas dividiendo la rotación, θ_{tablero} , entre la longitud de la región sobre la cual fue medida.

De manera similar, se calcularon las rotaciones en la región de acoplamiento de las dadas y los castillos interiores, para la cara Sur en ambos niveles. La instrumentación utilizada para medir las rotaciones en esta secciones se describió en el acápite 2.3.4.

4.3 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYE

4.3.1 Respuesta Histerética

En las Figs. 4.8, 4.9 y 4.10 se muestran las curvas cortante basal - distorsión total, cortante basal - distorsión del primer nivel, y cortante del segundo nivel - distorsión del segundo nivel. R_2 ; el comportamiento global de 3D-R se estudia a partir de estas curvas.



Figura 4.6 Disposición de Deformímetros de Carátula para el Cálculo de las Rotaciones (Castillo Interior MSPEI)

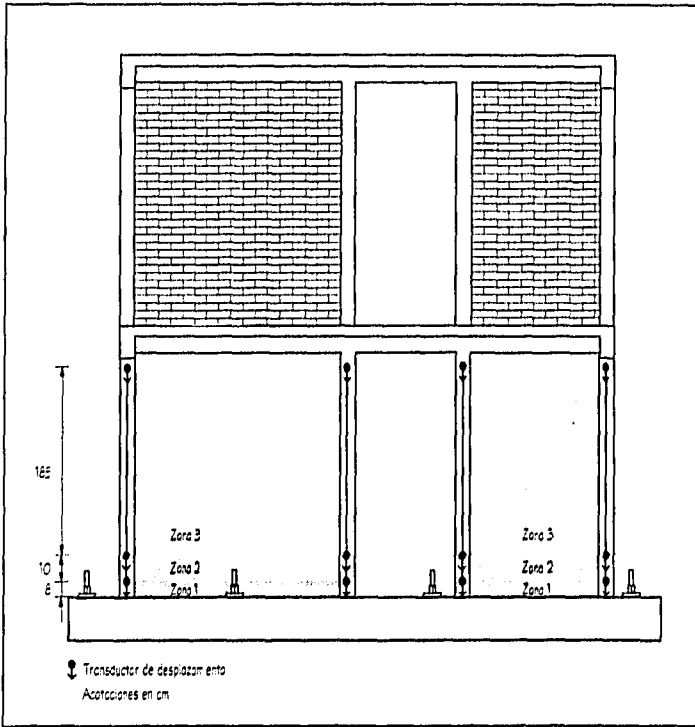


Figura 4.7 Disposición de Transductores de Desplazamiento para Medir Rotaciones en Muros (N1)

En la Fig. 4.8 se indican: a) la *resistencia* del espécimen, V_{mde} , entendida como la carga lateral (cortante basal) máxima registrada; b) la resistencia de 3D-R, V_{sm} , calculada con el criterio de diseño propuesto en el capítulo 3; c) el cortante basal asociado al primer agrietamiento de los tableros, V_{agr} ; y d) el cortante basal asociado a la fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos de N1, $V_{fs (real)}$. Se indican los ciclos más significativos del ensaye destructivo.

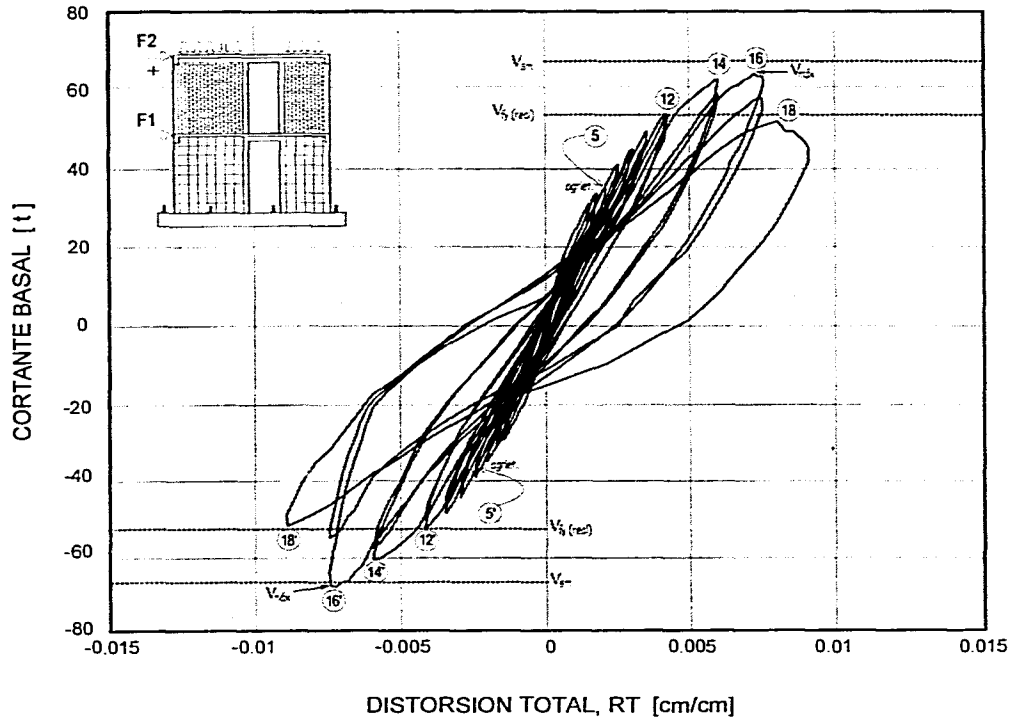


Figura 4.8 Cortante Basal - Distorsión Total (Modelo 3D-R)

III

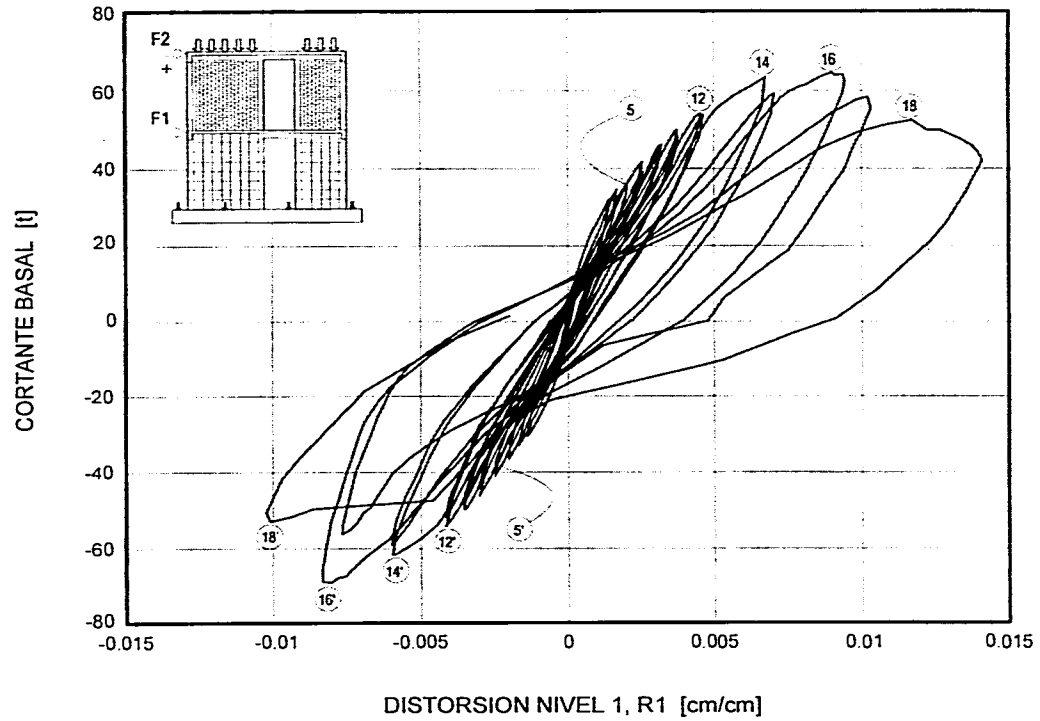


Figura 4.9 Cortante Basal - Distorsión Nivel 1 (Modelo 3D-R)

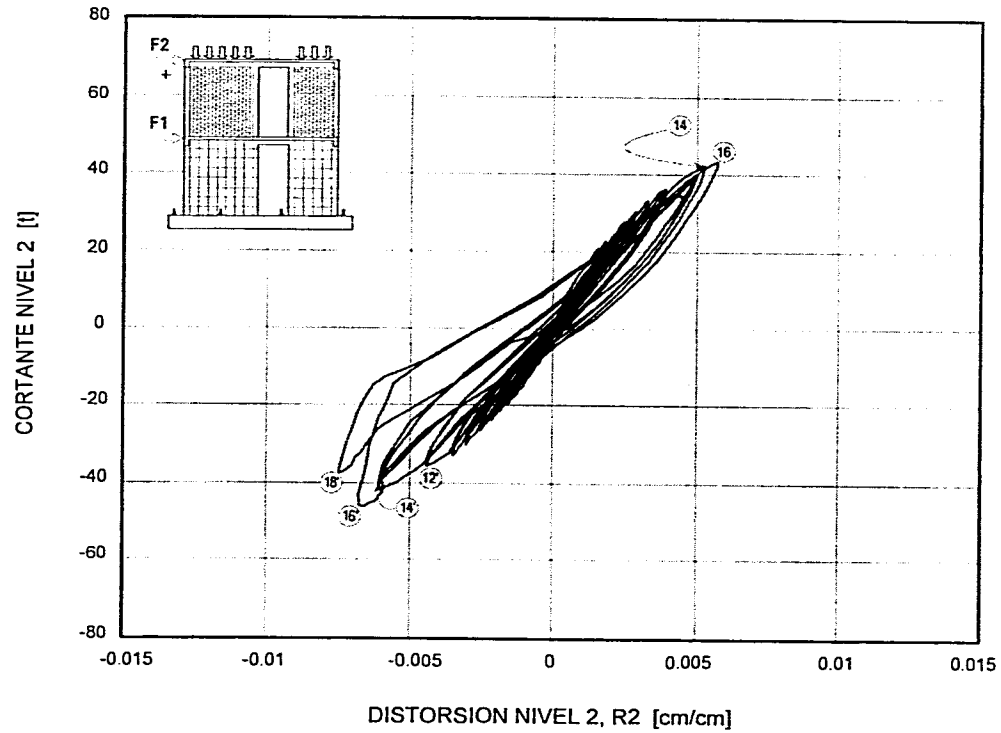


Figura 4.10 Cortante Nivel 2 – Distorsión Nivel 2 (Modelo 3D-R)

En general, las curvas de 3D-R guardan simetría para ambas direcciones de carga, distinguiéndose una etapa elástica lineal durante los primeros dos ciclos de carga. El comportamiento histerético mostró buena capacidad de disipación de energía y fue estable sin reducción de resistencia hasta ciclos a 0.75% de RT ($RI=0.93\%$). La estabilidad puede observarse si se comparan ciclos a la misma distorsión, por ejemplo los ciclos 10 y 11 ($RT=0.35\%$, $RI=0.37\%$). El segundo nivel exhibió una etapa inicial elástica lineal, presentando lazos simétricos y estables hasta el ciclo 12 ($RT=0.42\%$, $R2=0.39\%$).

La resistencia del modelo rehabilitado fue 1.56 veces la medida en el modelo original. El aumento de las deformaciones angulares durante la etapa final de la prueba y la forma de las curvas de la rotación en los paneles de mampostería sugiere que el modelo 3D-R falló por corte.

El 3D-R alcanzó su resistencia a una distorsión de N1 de 0.93% (ciclo 16), esto es, 2.5 veces la distorsión asociada a la resistencia de 3D ($RT=0.30\%$, $RI=0.36\%$). El desplazamiento lateral máximo, medido en la losa de N2 ($RT=0.91\%$) fue de 4.50 cm mientras en N1 ($RI=1.41\%$) fue de 3.46 cm. El desplazamiento máximo impuesto a N1 fue 2.8 veces el desplazamiento medido en 3D para la misma losa. Para 3D el desplazamiento máximo impuesto a N2 (1.43 cm) fue 1.2 veces el desplazamiento lateral máximo en N1 (1.23 cm). El nivel de distorsión alcanzado permitió estudiar el comportamiento y la participación de la malla de alambre como mecanismo resistente a cortante.

4.3.2 Secuencia de Daño

Por facilidad, para referirse a los diferentes elementos estructurales del espécimen se utilizará la nomenclatura propuesta en el capítulo 2 (Fig. 2.13). La Dala en el Muro Norte de N1 se designará como DMN1; la Losa de azotea de N2 se denominará L2. Se denominará como "cuadrados" a los tableros con relación de aspecto igual a 1 y "rectangulares" a aquéllos con relación de aspecto de 1.5.

4.3.2.1 Muros Norte y Sur de N1

Antes del ensayo destructivo se observaron grietas muy finas (imperceptibles a 1.50 m de distancia) distribuidas de manera uniforme en los tableros reparados, producto de la contracción por fraguado del recubrimiento de mortero.

En el ciclo 2 ($RT=0.05\%$, $RI=0.04\%$) aparecieron grietas horizontales en los castillos de N1 por tensión debida a la flexión del espécimen; algunas se extendieron hacia el mortero y la mampostería. En las caras exteriores de los tableros las grietas por contracción del mortero se extendieron sobre la superficie de manera distribuida. En la cara interior del MNPE1 se observaron grietas verticales, que coincidieron con el paño del castillo exterior. Por la abertura en forma de puerta se observó el desprendimiento del mortero y el concreto del castillo interior. La separación medida fue de 1 mm. A partir de este ciclo los lazos exhibieron histéresis, caracterizando la incursión de 3D-R en el rango de comportamiento inelástico.

Durante el ciclo 3 positivo ($RT=0.15\%$, $RI=0.14\%$), el agrietamiento horizontal aumentó en la altura de los castillos de manera distribuida, siendo más notorio en los paneles del muro Sur. En este ciclo, las fisuras que se habían formado por contracción se abrieron o expandieron en la superficie de los paneles. En general, el patrón de daño era distribuido en las caras exteriores de los paneles de ambos muros. En la Fig. 4.11 se muestra el patrón de daño en el MNPE1.

Durante el ciclo 4 ($RT=0.17\%$, $RI=0.17\%$), en los paneles rectangulares, el fisuramiento exhibió una ligera tendencia a concentrarse sobre las diagonales (Fig. 4.11). Las grietas horizontales sobre los castillos interiores se extendieron con inclinación, hacia los paneles de mampostería (Fig. 4.12). Cuando se aplicó un cortante basal de 35 t ($RI=0.08\%$), aparecieron grietas por tensión diagonal paralelas a las grietas rajueadas en las caras interiores de los tableros de N1, principalmente en MNPE1 (Figs. 4.13 y 4.14); el modelo original también se agrietó por tensión diagonal con un cortante basal de 35 t. En el desplante de MNPE1 apareció una fisura al centro del tablero debida a la expansión del muro en su plano después del agrietamiento inclinado (Fig 4.15).

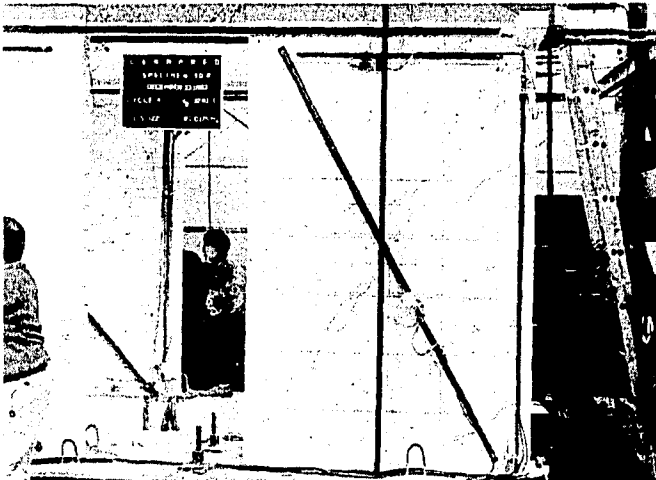
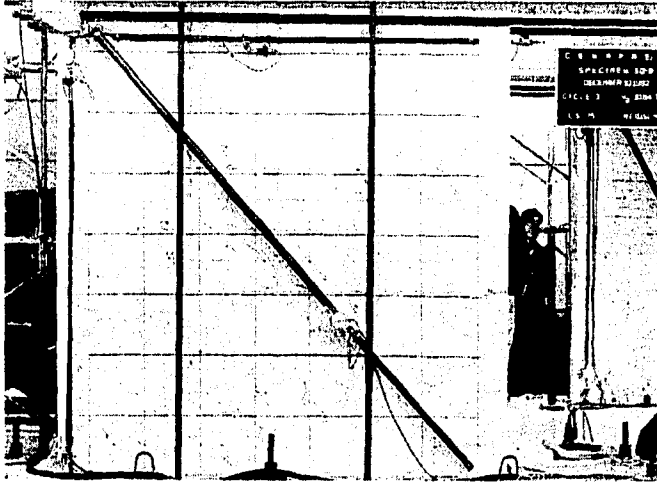


Figura 4.11 Patrones de Agrietamiento: Arriba, el MNPEI Ciclo 3+ ($RT=0.15\%$, $RI=0.14\%$),
y Abajo, el MNPO1 Ciclo 4+ ($RT=0.17\%$, $RI=0.17\%$)

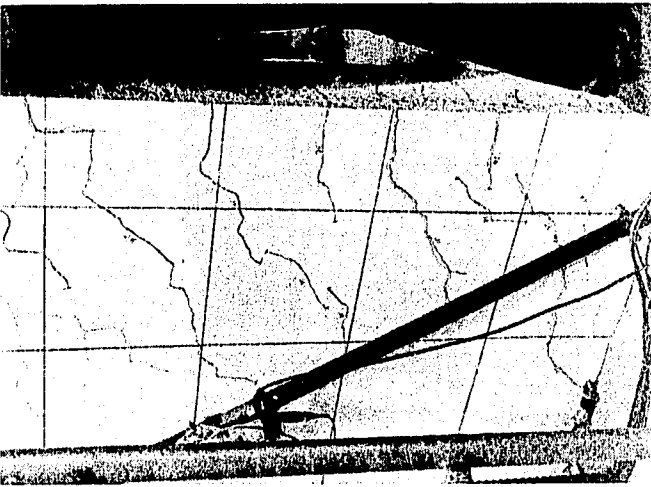


Figura 4.12 Agrietamiento de MSP01 (Ciclo 4++)

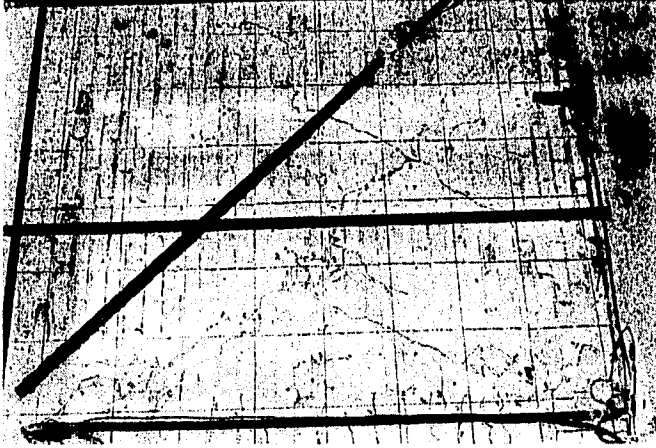


Figura 4.13 Agrietamiento en Cara Interior de MNPEI (Ciclo 4)

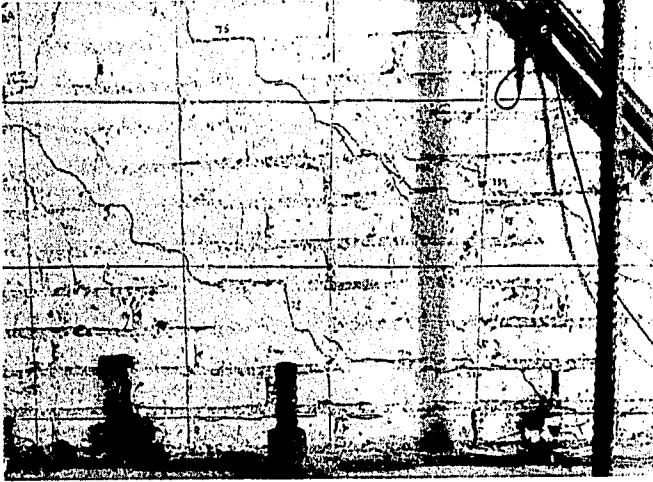


Figura 4.14 Agrietamiento del "Rajueado" en MSPE1:

($RI = 0.08\%$, $RT = 0.09\%$)

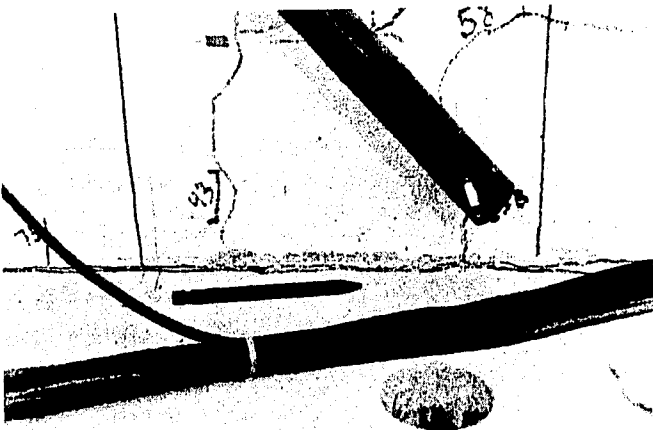


Figura 4.15 Agrietamiento en la Base del Tablero de MNPE1 por Expansión en su Plano Después del Agrietamiento Inclinado

Durante el ciclo 5 ($RT=0.21\%$, $RI=0.20\%$) el 'rajueado' de las caras interiores de los tableros se agrietó en toda su longitud a una distorsión total similar a la que produjo el agrietamiento inclinado en los tableros de 3D ($RT=0.21\%$, $RI=0.23\%$). En las caras exteriores, se observó un patrón de daño uniformemente distribuido (Fig. 4.16). En los bordes de los tableros de NI, el recubrimiento de mortero se separó, de los castillos (0.5 mm en promedio).

A partir del ciclo 6 la prueba se controló por distorsión total. Con la intención de observar la estabilidad en el comportamiento del 3D-R, se aplicaron dos ciclos a la misma distorsión a partir de los ciclos subsecuentes y hasta el final del ensaye.

Para los ciclos 6 y 7 ($RT=0.25\%$), en los tableros de NI, el agrietamiento comenzó a mostrar una tendencia inclinada (Fig. 4.17). En la base del castillo interior de MNPE1 se midió una separación de 1 mm entre éste y el recubrimiento de mortero (Fig 4.18). En las caras interiores de los tableros de NI, no aparecieron grietas nuevas pero se observó aplastamiento ligero en el mortero de las grietas que fueron 'rajueadas' (Fig 4.19).

Durante los ciclos 8 y 9 ($RT=0.30\%$) las grietas inclinadas de las caras exteriores, continuaron concentrándose en la parte central de los paneles cuadrados. En los extremos de los paneles fue evidente la separación entre el recubrimiento de mortero y el paño de los castillos. Al aumentar el desplazamiento lateral, el mortero de las grietas que fueron 'rajueadas' exhibió mayor aplastamiento. A partir del ciclo 8, la distribución de las grietas inclinadas sugirió el predominio de las deformaciones por cortante.

En los ciclos 10 y 11 ($RT=0.35\%$) se definió completamente el agrietamiento principal en los tableros del muro Norte. Las grietas se extendieron sobre la diagonal de ambos paneles, sugiriendo una falla por tensión diagonal - cortante. Los castillos interiores exhibieron ligero aplastamiento del recubrimiento, por compresión debida a la flexión del modelo.

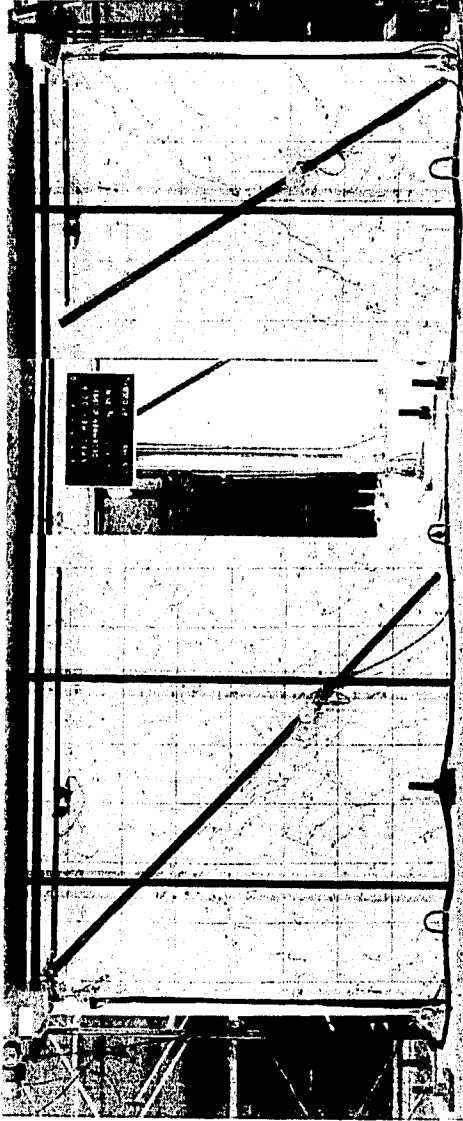


Figura 4.16 Patrón de Agrietamiento del Muro Norte N1;

Ciclo 5 ($RT=0.21\%$, $RI=0.20\%$)

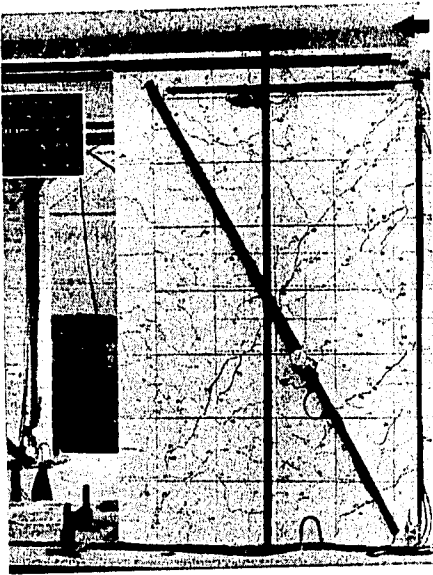
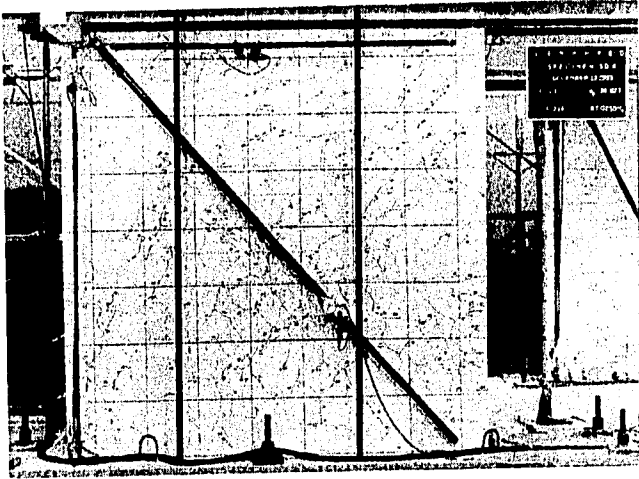


Figura 4.17 Agrietamiento Ciclo 7 ($RT=0.25\%$, $R_I=0.25\%$); arriba MNPE1, abajo MNPO1



Figura 4.19 Aplastamiento Ligero del Mortero en las grietas "rajueleadas" (Cara Interior de MNPEI; Paso 184, Ciclo 7-)

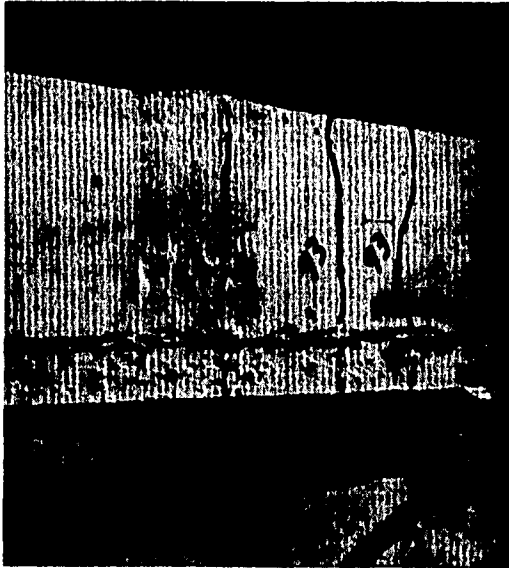


Figura 4.18 Separación de la Capa de Mortero (Castillo Interior MNPEI)

Durante el ciclo 12 ($RT=0.42\%$, $RI=0.46\%$), se escucharon algunos ruidos provenientes de ambos niveles. Los ruidos de menor intensidad provinieron del deslizamiento entre la superficie de las grietas que atravesaban la unidad, o bien, entre las grietas que seguían las juntas de mortero. Los ruidos más fuertes se escucharon en los muros de N1, probablemente debido a la fractura de algunos alambres horizontales en el MSPE1. En la Fig. 4.20 se muestra el patrón de agrietamiento hasta el ciclo 12.

A partir del ciclo 13 ($RT=0.42\%$, $RI=0.46\%$), se observó desprendimiento y caída de mortero del recubrimiento (por aplastamiento) en la zona central de los tableros. Los castillos interiores que se encontraban a compresión también sufrieron aplastamiento en el recubrimiento. En los tableros de N1 solamente aumentó la anchura de las grietas.

En los ciclos 14 y 15 ($RT=0.60\%$), se incrementaron las anchuras del agrietamiento diagonal de los paneles cuadrados (Este). En la Fig. 4.21 se muestra la distribución de daño en los tableros del muro Norte de N1 ($RI=67\%$). En los paneles cuadrados de ambos muros se observó desprendimiento y caída de mortero del recubrimiento.

En el ciclo 16 ($RI=0.93$), se alcanzó la resistencia de 3D-R con un cortante basal para el ciclo positivo de 64 t (627,6 kN) y para el ciclo negativo de 69 t (674,9 kN). En los tableros cuadrados (Este) el daño se concentró en la intersección de las grietas diagonales. En la cara interior de los tableros de N1, se observaron grietas verticales a lo largo de la junta muro-castillo; la cara interior del MNPO1 presentó aplastamiento de la mampostería en toda la longitud de la grieta vertical cercana al borde del castillo (Fig. 4.22). En los paneles cuadrados, las grietas inclinadas paralelas al "rajueado" incursionaron en los castillos interiores. Durante el proceso de carga de los ciclos 16 y 17 ($RT=0.75\%$) comenzaron a desprenderse los anclajes, algunos alambres horizontales fallaron por tensión y se presentaron fallas frágiles en algunos puntos de soldadura de alambres horizontales y verticales.

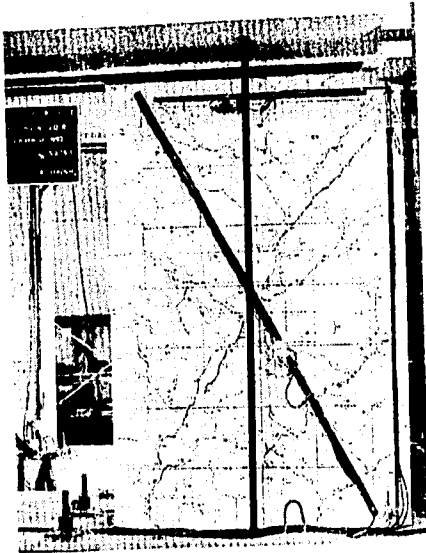
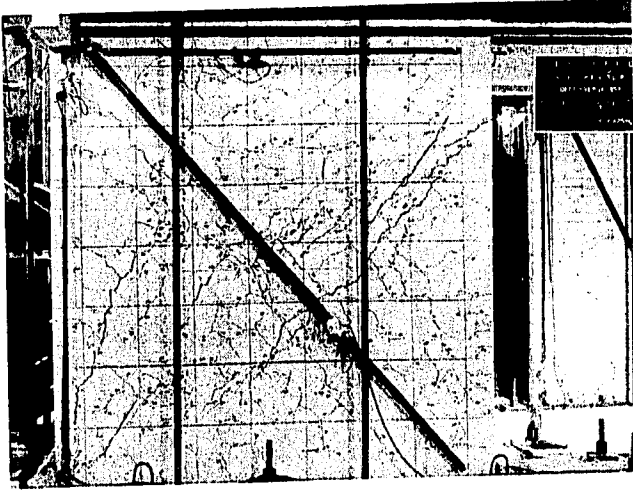


Figura 4.20 Agrietamiento Ciclo 12 ($RT=0.42\%$, $RI=0.46\%$); arriba MNPE1, abajo MNPO1

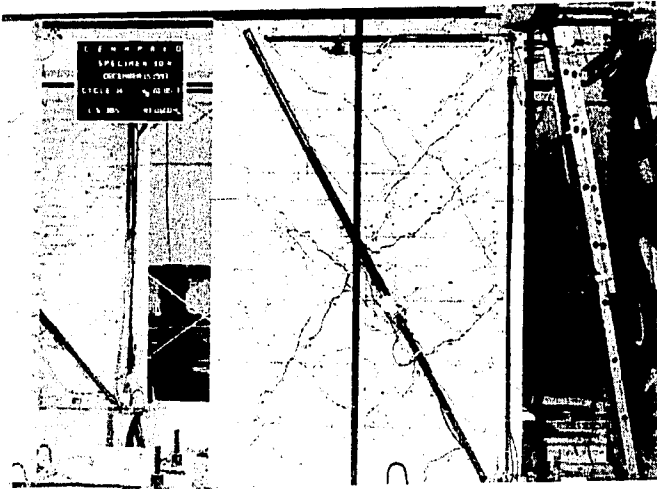
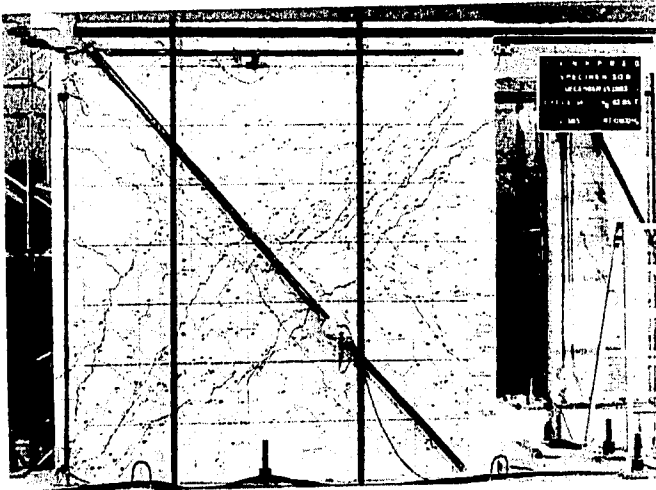


Figura 4.21 Agrietamiento Ciclo 14 ($RT=0.60\%$, $RI=0.67\%$); arriba MNPE1, abajo MNPO1

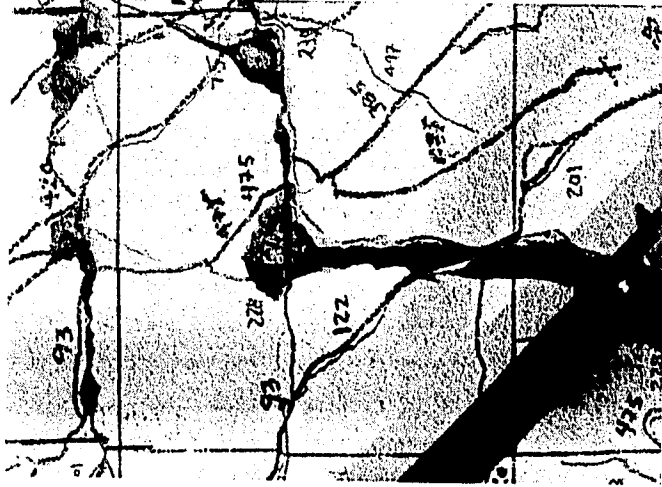


Figura 4.23 Agridamiento de la Capa de Mortero a lo Largo de los Alambres de la Malla (MSPEI; $RI = 1.034\%$, $RT = 0.75\%$)



Figura 4.22 Aplastamiento de la Mampostería en Cara Interior de MNPO1 ($RT = 0.75\%$)

En algunas zonas, se pudo observar que el desprendimiento del mortero ocurrió sobre los alambres horizontales y verticales (Fig. 4.23). El patrón de agrietamiento del muro Norte N1 se muestra en la Fig. 4.24.

Finalmente, durante el ciclo 18 ($RT=0.91\%$, $RI=1.41\%$) continuaron los ruidos asociados a la fractura de los alambres horizontales. En MNPE1 se observó un patrón de daño caracterizado por una grieta diagonal, en dirección Este a Oeste, que partía del extremo superior del castillo externo, y un ligero desconchamiento del mortero en el centro del tablero. En MNPO1 se concentró una grieta diagonal que partió del castillo interior, en el tercio medio, hasta el castillo externo en su parte inferior. Asimismo, se distinguió una grieta, con tendencia diagonal, que penetró el castillo interior (Fig. 4.25). En MNPO1, el recubrimiento de mortero se separó casi en su totalidad del tablero de mampostería (Fig. 4.26). En MSPE1 fue evidente el total desconchamiento del recubrimiento de mortero en la parte inferior del castillo interno; en dicha zona no se apreció rotura de los alambres de la malla (Fig. 4.27). En MSPO1 se apreció una grieta diagonal bien definida. Se llegó a la condición en que era difícil mantener la carga vertical, lo cual denotó que la estructura comenzaba a volverse inestable.

El patrón de agrietamiento final del muro Norte se presenta en la Fig. 4.28. El muro Sur presentó un patrón de agrietamiento similar (Fig. 4.34).

4.3.2.2 Muros Norte y Sur de N2

Con la aplicación de los tres primeros ciclos de carga aparecieron grietas por flexión en los castillos extremos del segundo nivel. En el ciclo 3 apareció una grieta en la base del tablero de MSPO2. En general, las grietas existentes (modelo 3D) se abrían y se cerraban. Cabe recordar que en el segundo nivel no se realizó ningún tipo de reparación.

Al término del ciclo nueve, en el panel cuadrado (Este) del muro Sur se observó fisuramiento horizontal en el castillo interior y algunas fisuras casi verticales en la mampostería, cercanas al paño del castillo interior, así como fisuramiento inclinado en forma de escalera.

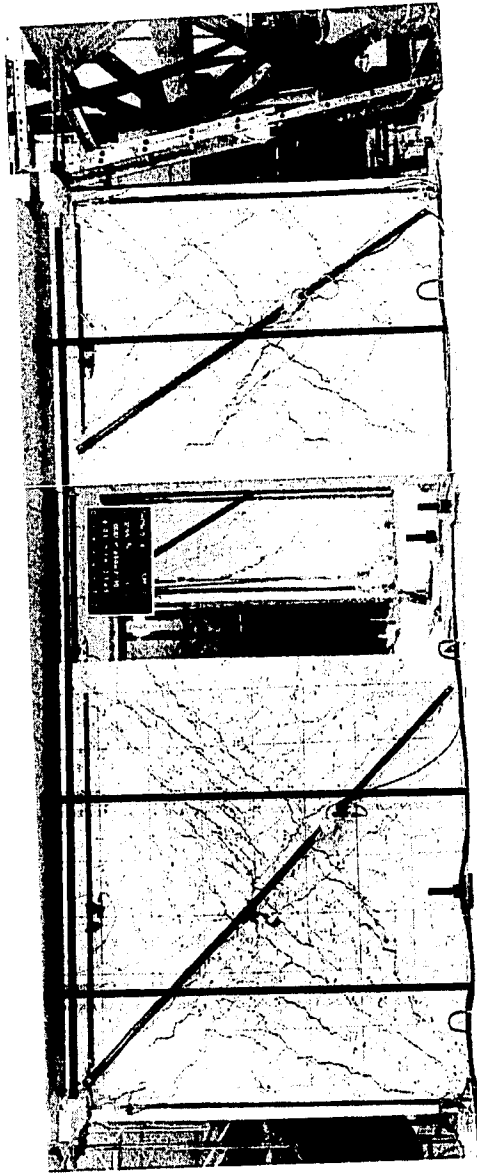


Figura 4.24 Patrón de Agritamiento del Muro Norte N1, Ciclo 17 ($RI=0.75\%$, $RJ=1.03\%$)

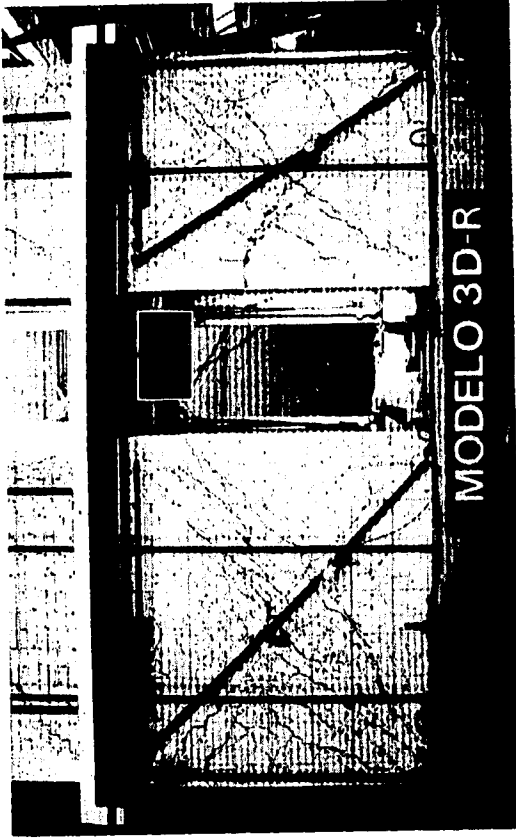


Figura 4.25 Patrón de Agrietamiento Muro Norte N1. Ciclo 18 ($RT=0.91\%$, $RI=1.41\%$)



Figura 4.26 Aplastamiento y Desconchamiento del Recubrimiento de Mortero en MNPO1
($RI=1.41\%$, $RT=0.91\%$)



Figura 4.27 Estado de Daño Final en MSPE1. La grieta Diagonal Cizalló el Castillo a $R/ = 1.49\%$ ($RT=0.91\%$)

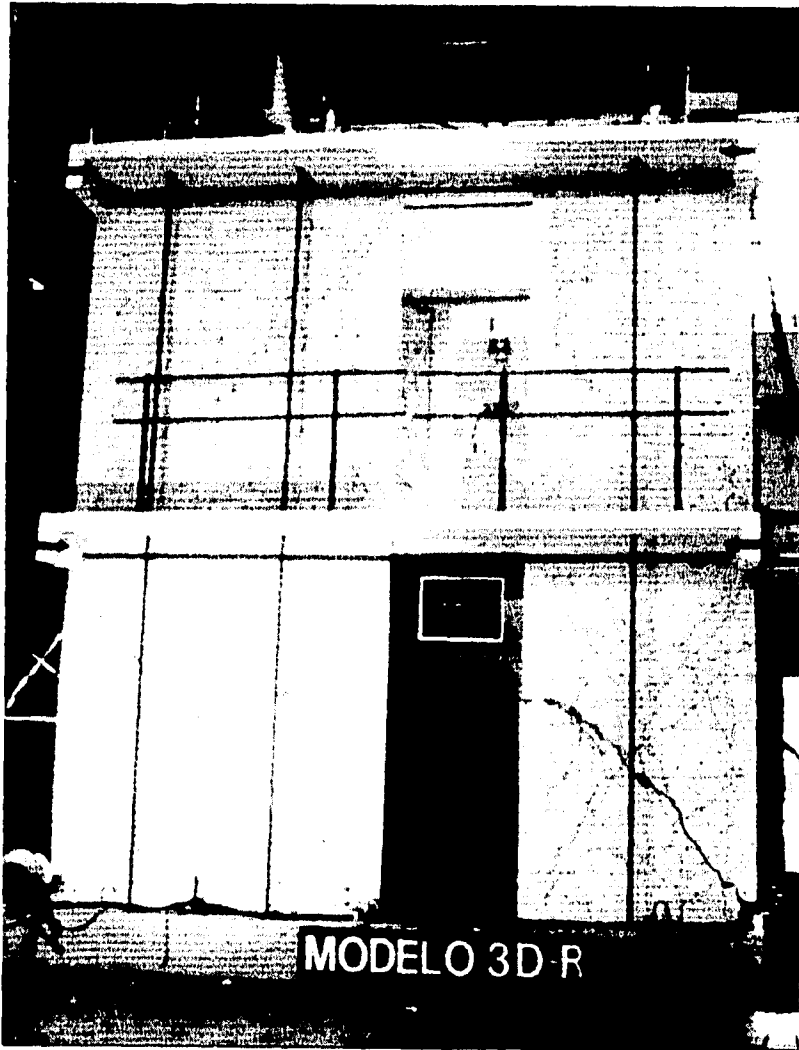


Figura 4.28 Patrón de Agrietamiento Final Muro Norte ($RI = 1.49\%$, $RT = 0.91\%$)

En los ciclos 10 y 11 se llevó al modelo a un mismo valor máximo de distorsión total ($RT=0.35\%$, $R2=0.32\%$). El daño en estos ciclos se localizó en el panel cuadrado del muro Norte (MNPE2); se observaron fisuras inclinadas en forma de escalera (por cortante) cercanas al castillo interior. En MNPO2 el fisuramiento inclinado formado durante la prueba anterior se prolongó incursionando en los castillos.

En el ciclo 12 se escucharon ruidos provenientes de N2 debidos a la formación de una grieta diagonal en MNPO2. Se presentó agrietamiento escalonado en N2, siguiendo la junta de mortero (por cortante) y penetrando las piezas (por tensión diagonal), sin alcanzar a penetrar el castillo, siendo visible por ambas caras. En el ciclo 12- ($R2=0.39\%$), en los paneles cuadrados (Este) de N2 el agrietamiento inclinado incursionó ligeramente en el castillo. Los castillos interiores que se encontraban a compresión también sufrieron el aplastamiento en el recubrimiento y parte del núcleo. MNPE2 exhibió fisuramiento inclinado, en forma de escalera, concentrándose en la diagonal del panel. En la mitad inferior del panel rectangular (Oeste) se observaron fisuras inclinadas, contrarias a la dirección de carga. El castillo exterior del panel rectangular (Oeste) del muro Sur exhibió fisuras horizontales, distribuidas en la altura.

Durante el ciclo 14- ($R2=0.53\%$) se formó una grieta inclinada en el panel cuadrado (Este) del lado Sur extendiéndose a todo lo largo de la diagonal del panel en el ciclo 15- ($R2=0.50\%$). En la mitad inferior de MSPO2 se observó una grieta inclinada en forma de escalera (por cortante).

Al término del ciclo 17 en la mitad superior de MSPO2 se observó fisuramiento inclinado casi vertical.

El patrón de agrietamiento final del muro Norte de N2 se muestra en la figura 4.29. El agrietamiento inclinado en N2 penetró los extremos de los castillos interiores sin producir desconchamiento del recubrimiento ni aplastamiento del concreto. Las grietas inclinadas partían de la zona inferior de los castillos extremos y se extendían hasta el tercio superior de los castillos interiores.

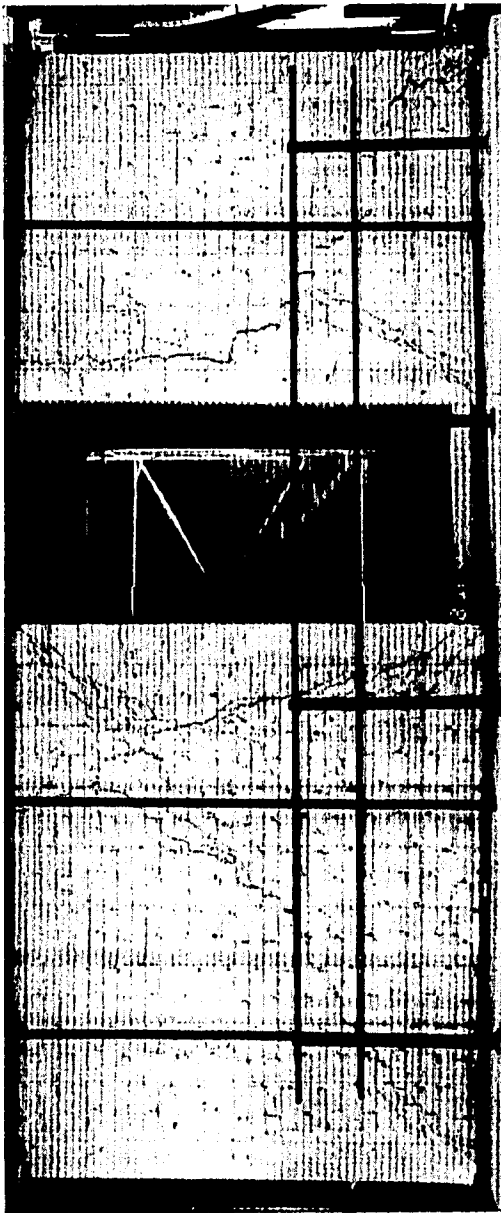


Figura 4.29. Patrón de Agrictamiento Final Mitro Norte N2 ($R2=0.33\%$, $RT=0.91\%$)

El patrón de agrietamiento de N2 es característico cuando actúan cargas concentradas, lo cual es posible dada la posición de los gatos hidráulicos que aplicaban la carga vertical en la losa de N2. Se identificó una grieta longitudinal en la base de los paneles y la losa de entrepiso, similar a la observada en los muros de N1 y la viga de cimentación.

4.3.2.3 Muros Cabeceros

Al finalizar el ciclo 2 se apreciaron pequeñas fisuras en MCO1 que parecían ser la continuación de las grietas por flexión que aparecieron en el castillo exterior del MSPO1.

Durante el ciclo 3 fue evidente la abertura de una grieta en MCE1 a la altura de viga de cimentación, formada durante el ensaye anterior, por efecto de la flexión fuera del plano del muro.

En el ciclo 7-, en el MCO1 se pudo apreciar una grieta casi horizontal, a 1.50 m del suelo, que seguía la junta de mortero.

Al finalizar el ciclo 17 en el MCE1 se observó agrietamiento escalonado, casi horizontal, que era continuación de las grietas de la prueba anterior.

En la Fig. 4.30 se muestra el patrón de agrietamiento final de MCE1. En general los muros cabeceros continuaron agrietándose en modo similar a la prueba anterior. Se identificó una grieta inclinada en la parte media de ambos muros en N1, casi horizontal, que seguía la junta de mortero. Estas grietas se originaron por flexión fuera del plano de los muros.

4.3.2.4 Dalas

Las dalas exhibieron algunas grietas inclinadas, sin que el agrietamiento del 3D se extendiera.

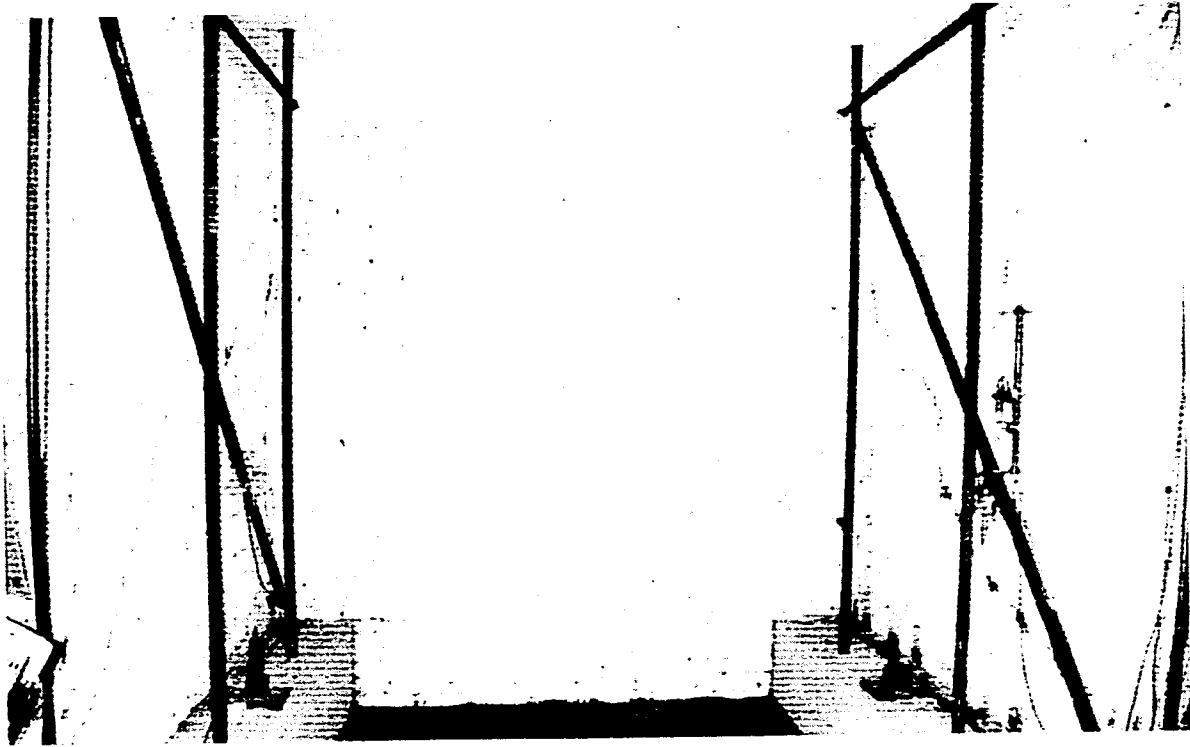


Figura 4.30 Patrón de Agrietamiento Final Muro Cabecero Este N1

Al finalizar el ciclo 4 las dalas de acoplamiento de N1 exhibieron algunas fisuras verticales, cercanas al paño de los castillos interiores.

En el ciclo 14 se observaron algunas fisuras inclinadas en las dalas de N1 y N2 (Fig. 4.31).

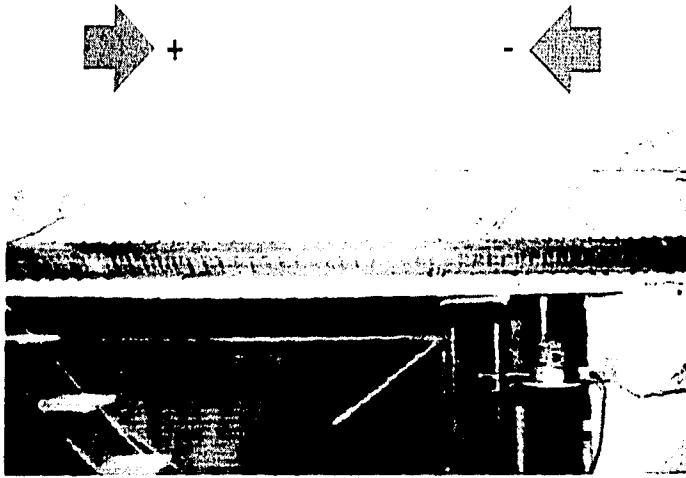


Figura 4.31 Agrietamiento en DMS1. Paso 167 (ciclo 7+, $RT=0.25\%$); Paso 196 (ciclo 8+, $RT=0.3\%$); Paso 335 (ciclo 14+, $RT=0.6\%$)

4.3.2.5 Losas

Al finalizar el ciclo 7, en la losa de N1 se observaron grietas transversales a la aplicación de carga, tanto en el interior del modelo como en el volado, las cuales coincidieron con el paño de los castillos interiores, siendo visibles en ambas caras del sistema de piso. La losa de azotea sufrió agrietamiento similar a la del primer piso, con grietas en el sentido corto que partían de los castillos interiores, visibles desde el interior del segundo nivel. En la parte superior se observaron grietas longitudinales próximas a las viguetas que distribuían la carga vertical.

Durante los ciclo 10 y 11, en la losa de azotea sólo se detectó que las dos grietas que se habían formado en la dirección transversal del modelo durante el ensaye anterior, al nivel de los castillos interiores de los paneles rectangulares (Oeste), se abrían y se cerraban de acuerdo a la dirección de carga. Conviene recordar que durante la rehabilitación del 3D no se realizó ninguna reparación sobre las grietas de las losas. Así, durante los ciclos de carga, las fisuras transversales se abrieron o cerraron.

Al finalizar el ciclo 15, en la losa del N1 se observó una grieta en el sentido longitudinal, que coincidía con el paño del muro de mampostería y el castillo interior.

Durante los ciclos 16 y 17, en la cara superior de la losa de azotea se observaron grietas cercanas a las viguetas de acero que distribuían la carga vertical, paralelas al sentido de aplicación de la carga.

4.3.2.6 Consideraciones Sobre el Estado Final de Daño

En las Figs. 4.32, 4.33 y 4.34 se muestra el patrón de agrietamiento final para los tableros de los muros Norte y Sur; el daño se concentró de manera uniforme en el primer nivel. El agrietamiento diagonal en los muros Norte y Sur de N1 dominó la respuesta. La propagación de grietas en los tableros de N2 (Fig. 4.29) y en los muros cabeceros (Fig. 4.30) ocurrió atravesando los tabiques y siguiendo las juntas de mortero (en forma de escalera).

La penetración del agrietamiento diagonal a los castillos de N1 ($RI=0.94\%$, $RT=0.75\%$), provocó el desconchamiento del concreto. Por lo tanto, puede considerarse, que la falla del modelo ocurrió cuando los castillos fueron cizallados (Fig. 4.27).

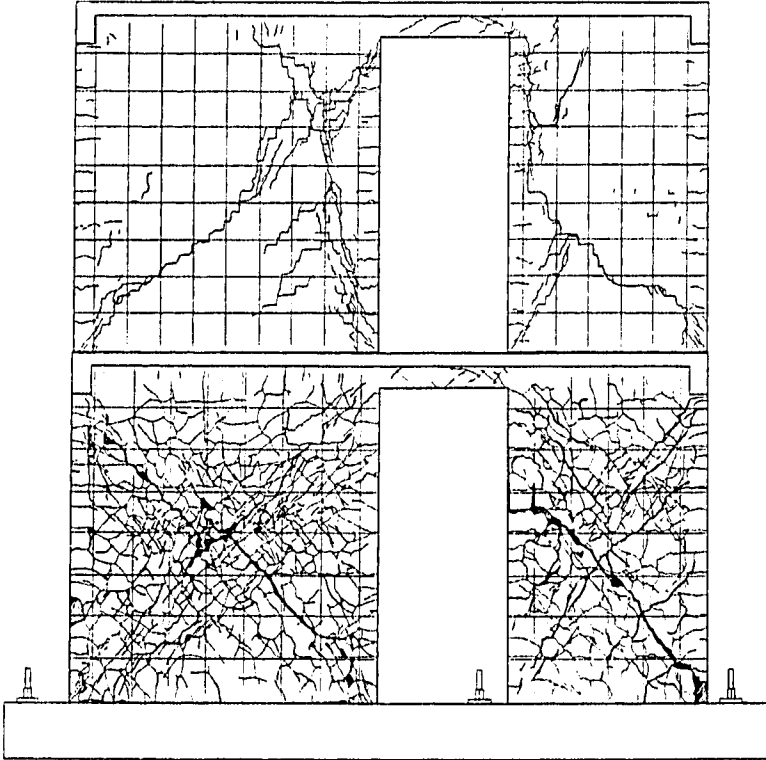
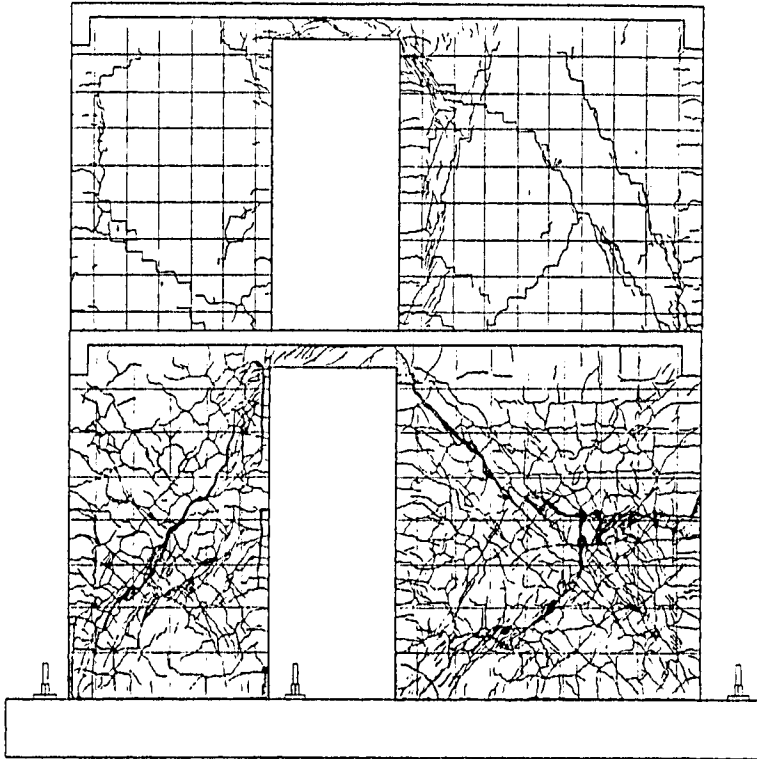


Figura 4.32 Patrón de Agrietamiento Final (Muro Norte)




 aplastamiento del mortero

Figura 4.33 Patrón de Agrietamiento Final (Muro Sur)



Figura 4.34 Patrón de Agrietamiento Final MSPEI; Arriba, Cara Interior, y Abajo, Cara Exterior

El modo de falla estuvo dominado por deformaciones de cortante; sin embargo, si se compara el patrón de agrietamiento final en N1 para 3D (Fig. 3.2) con el daño observado en 3DR al finalizar el ensaye (Fig 4.25), se puede observar que las grietas diagonales principales no se presentaron en el mismo lugar, lo anterior resulta muy claro en los tableros rectangulares. También es evidente una distribución más uniforme del daño en los tableros de N1.

La distribución más uniforme de grietas en los castillos de N1 indican una mayor participación de deformaciones por flexión en comparación con los resultados del ensaye de 3D. Hacia el final del ensaye, las anchuras de grietas en losas y traveses por flexión no manifestaron variaciones significativas.

Al final del ensaye se retiró con cincel y martillo el recubrimiento que había sufrido aplastamiento o separación de la mampostería, dejando al descubierto la malla de alambre para observar el estado final de los anclajes utilizados (corcholata y clavo), la forma de falla en los alambres de la malla y el patrón de aplastamiento o separación del recubrimiento de mortero.

El recubrimiento de mortero se desprendió sobre las diagonales y los extremos de los tableros. Al inicio de la prueba, el fisuramiento del mortero fue una extensión de las fisuras asociadas a contracción ($RT=0.05\%$, $RI=0.04\%$). Al continuar la prueba, se observó agrietamiento (por tensión diagonal) con tendencia a concentrarse sobre las diagonales, aumentando su anchura hasta el ciclo 12 ($RT=0.42\%$, $RI=0.46\%$).

Al aumentar el nivel de distorsión, a lo largo de las fisuras inclinadas se observó el aplastamiento del mortero, principalmente en la zona central de los tableros. Aunado al aplastamiento del mortero, la carga vertical aplicada y la compresión debida a la flexión del espécimen produjeron una expansión lateral del recubrimiento, lo cual propició el desprendimiento del mortero.

Se llevó a cabo un registro de la separación en la interfaz del recubrimiento de mortero y los castillos interiores del muro Norte. Con este fin, se ubicaron marcas en la altura de la junta mortero - concreto. Desde el segundo ciclo se apreció una pequeña separación (1 mm, en promedio) en todos los tableros. En la Fig. 4.18 se muestra la separación entre el mortero y el castillo interior de MNPE durante el transcurso del ensaye a un nivel de distorsión total menor a 0.42% ($RI=0.46\%$). La separación aumentó considerablemente cuando la prueba se encontraba en una etapa avanzada ($RT=0.60\%$, $RI=0.67\%$), llegando a ser de 6 mm. En la Fig. 4.35 se puede apreciar la separación del recubrimiento de mortero en MNPO1 después que el modelo alcanzó su resistencia.

La relación entre el área de mortero sin desprenderse y el área total del recubrimiento para los tableros cuadrado y rectangular del muro Norte fue igual a 0.37 y 0.38, respectivamente, mientras que en los tableros del muro Sur fue 0.57 y 0.54. En el muro Norte la densidad de amarres fue 1.5 veces la del muro Sur. El muro Norte presentó un patrón de daño más uniforme que el muro Sur. El seguimiento de la separación del mortero y el castillo interior de los muros sugirió que el daño se presentó primero en la zona central y luego se expandió a los extremos de los tableros.

Algunos clavos se desprendieron de la mampostería en las zonas donde el recubrimiento de mortero y la mampostería sufrieron aplastamiento. La malla de alambre se fijó al muro de mampostería con clavos de 5 cm. Los clavos se introdujeron en la mampostería 3 cm aproximadamente y su extremo se dobló presionando la malla contra la corcholata (Fig. 3.10). Las corcholatas se utilizaron con el fin de dejar un espacio entre la malla y la mampostería y fomentar la adherencia mortero - malla - mampostería. El anclaje de los clavos dependió únicamente de la fricción existente entre clavo y pieza de arcilla.

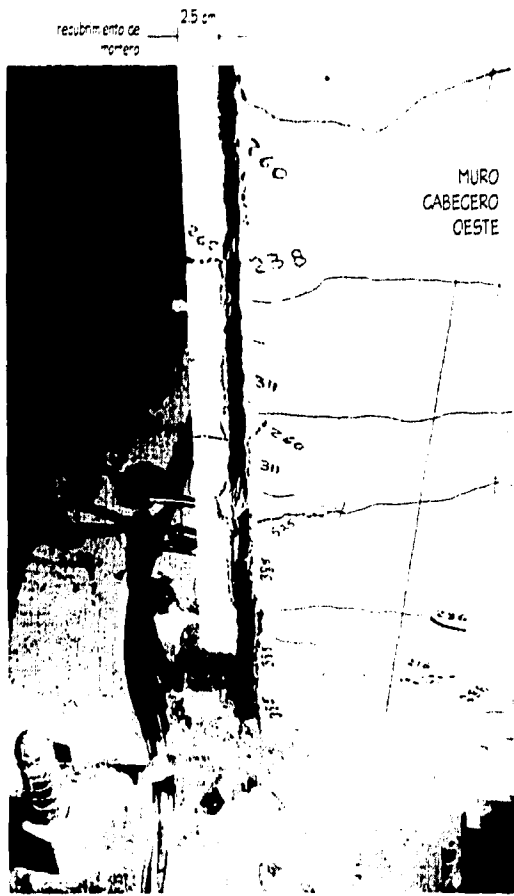


Figura 4.35 Separación del Recubrimiento de Mortero en MNPO1
hacia el final de la prueba ($RI=1.4\%$)

Algunos alambres horizontales se fracturaron y otros se desprendieron en la intersección con los alambres verticales. El desprendimiento se puede atribuir a la baja calidad de la soldadura empleada o a una falta de supervisión en la aplicación de la misma. El daño tiende a concentrarse en la zonal central de los muros.

4.3.3 Deformaciones Angulares

En las Figs. 4.36 y 4.37 se muestran las deformaciones angulares de los tableros cuadrado (Este) y rectangular (Oeste) de N1, en los muros Norte y Sur. Comparando las curvas se observa que en ciclos a misma distorsión, las deformaciones angulares de los tableros del muro Norte fueron ligeramente menores que las correspondientes a los tableros del muro Sur. Esto es consistente con el agrietamiento inclinado mejor distribuido en el muro Norte. Es evidente la semejanza de las curvas con la respuesta histerética carga lateral - distorsión del primer nivel, $V_b - RI$, excepto en el panel rectangular (Oeste) del muro Norte. Las curvas guardan simetría para ambas direcciones de carga hasta el ciclo 12 ($RT=0.42\%$, $RI=0.46\%$). A partir de este ciclo, las deformaciones angulares aumentaron progresivamente a una tasa igual o mayor que la distorsión, caracterizando la incursión en la etapa de respuesta inelástica.

Las deformaciones angulares aumentan si las diagonales a tensión se alargan (se abren las grietas inclinadas) o cuando las diagonales se comprimen.

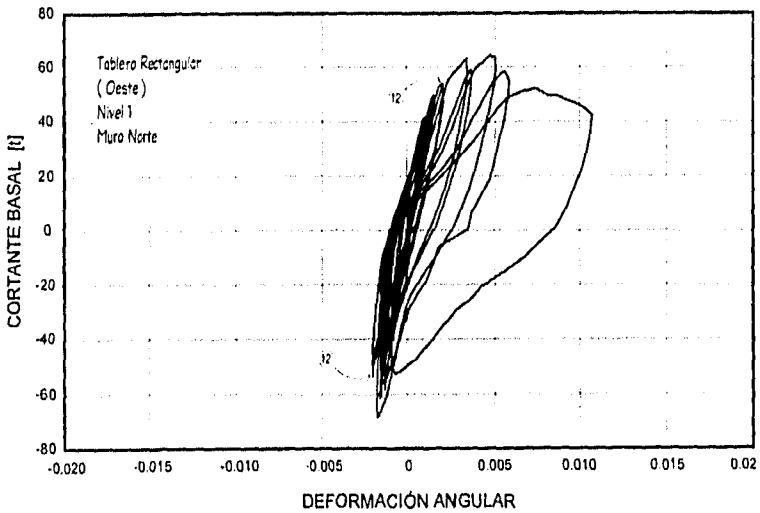
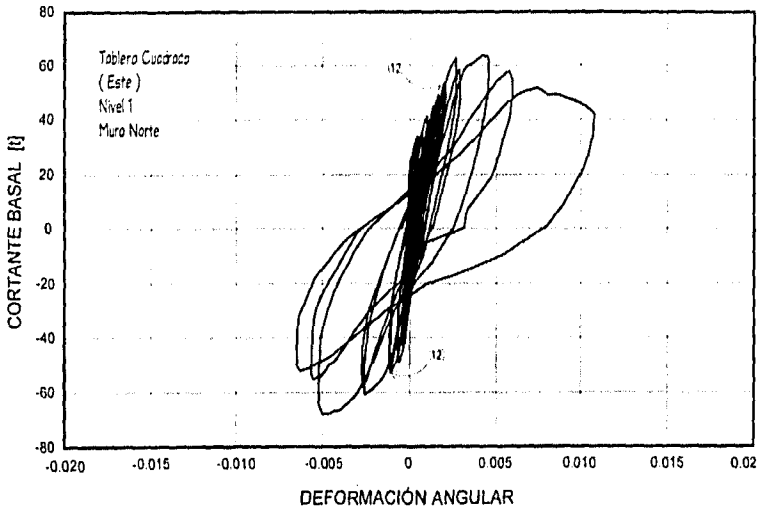


Figura 4.36 Deformaciones Angulares en N1, Muro Norte ($1 t = 9,81 \text{ kN}$)

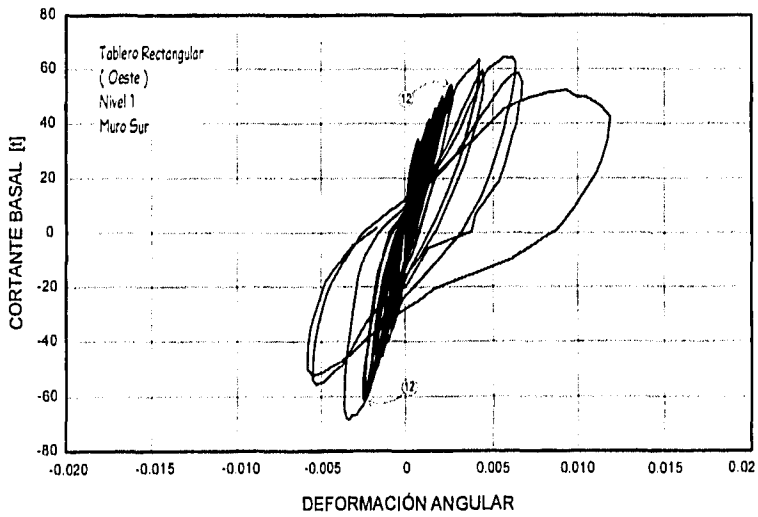
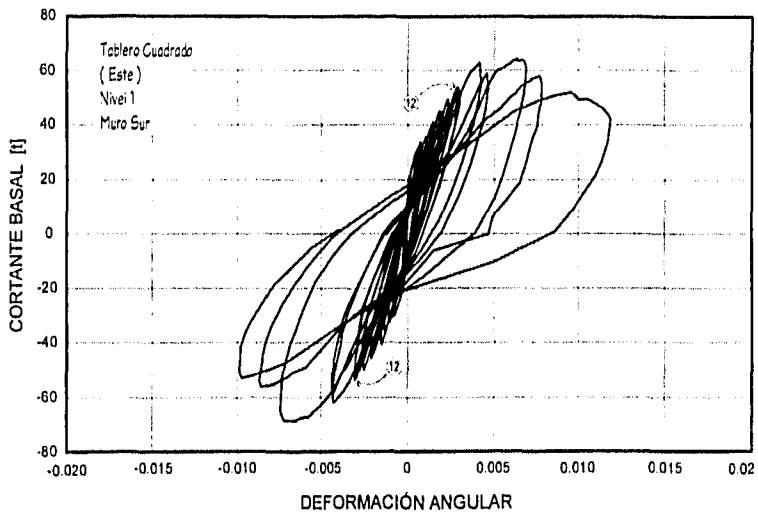


Figura 4.37 Deformaciones Angulares en N1, Muro Sur ($t = 9,81 \text{ kN}$)

El patrón de daño observado y la magnitud de las deformaciones angulares en la etapa final de la prueba sugirieron el predominio de las deformaciones por corte en la respuesta general del modelo 3D-R.

El valor máximo de la deformación angular fue igual a 0.0119 y se presentó en el tablero rectangular (Oeste) del muro Sur durante el último ciclo de carga. Los lazos exhibidos en las curvas de los tableros del muro Sur son similares, salvo en la proporción de sus deformaciones durante los semiciclos positivos. En el panel cuadrado (Este) del muro Norte se presentaron mayores deformaciones angulares durante los semiciclos negativos, respecto al panel rectangular del mismo muro. En el muro Sur, si se comparan las deformaciones angulares entre los paneles Este y Oeste se observa que no difieren en más del 15%, en promedio, durante la prueba. En el muro Norte, las deformaciones angulares en el panel rectangular fueron mayores respecto al panel cuadrado del ciclo 1 ($RI=0.02\%$) al 5 ($RI=0.20\%$) en 35% y del ciclo 14 ($RI=0.67\%$) hasta el final de la prueba en 12%. En cambio, el panel Este exhibió deformaciones angulares mayores que el Oeste (17%, en promedio) del ciclo 6 ($RI=0.25\%$) al 13 ($RI=0.46\%$). Al comparar los mismos paneles (Este y Oeste) de cada muro, se observa que las deformaciones angulares fueron mayores en la cara Sur. Por ejemplo, para el ciclo 16 ($RI=0.94\%$), las deformaciones angulares en el panel cuadrado (Este) del lado Sur fueron mayores en 1.51 veces a su similar del lado Norte, mientras que el panel rectangular (Oeste) lo fue en 1.2 veces. Esto coincide con la mayor rigidez asociada a corte en el lado Norte respecto al Sur (46%, en promedio).

En la Fig. 4.38 se muestran las deformaciones angulares para los paneles cuadrado (Este) y rectangular (Oeste) del lado Sur de N2. La deformación angular (por corte) de cada tablero se obtuvo como la suma del valor absoluto de las deformaciones de las diagonales. La máxima deformación angular fue de 0.0091 y se presentó en el panel cuadrado (Este). En general, los lazos exhiben un comportamiento estable hasta el ciclo 10 ($R2=0.33\%$), consistente con el reducido daño por cortante. A partir de este ciclo, durante los semiciclos negativos se incrementaron sensiblemente las deformaciones angulares. Al igual que en N1, se presentaron deformaciones residuales, atribuibles a daño acumulado en los paneles de mampostería.

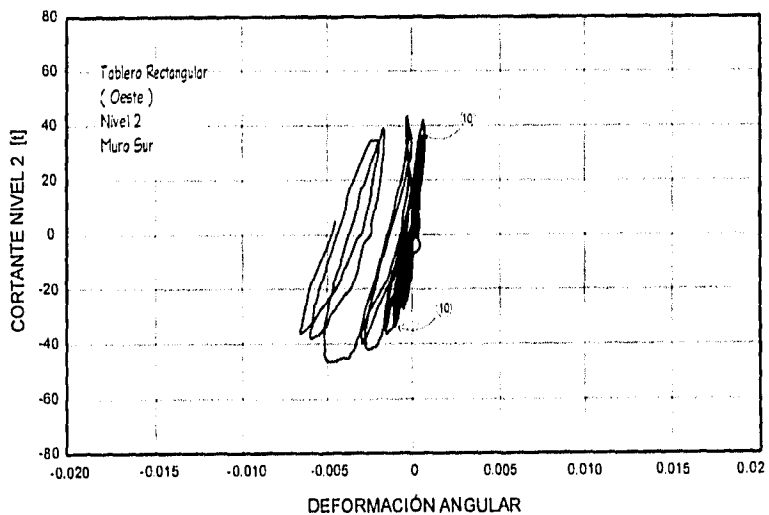
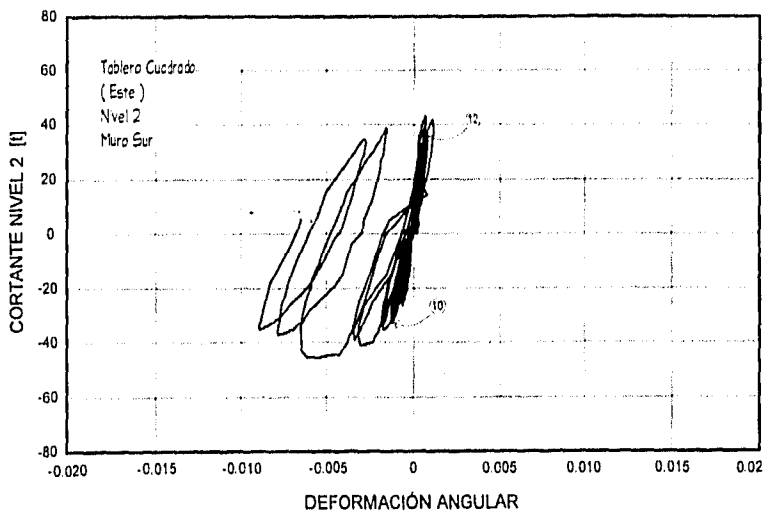


Figura 4.38 Deformaciones Angulares en N2, Muro Sur ($1 t = 9,81 \text{ kN}$)

Si se comparan ambas curvas, se observa que para grandes desplazamientos (por ejemplo el ciclo 16-, $R2=0.57\%$) el panel Este (con relación de aspecto igual a 1) presentó mayores deformaciones angulares (25%) con respecto al panel Oeste (con relación de aspecto igual a 1.5). Esto es consistente con una mayor influencia de las deformaciones por corte en muros cuadrados que en muros con una mayor relación de aspecto. Hasta el ciclo 12- ($R2=0.39\%$) la magnitud de las deformaciones en el tablero cuadrado (Este) fue semejante al rectangular (Oeste). En el ciclo 14- ($R2=0.53\%$) se formó una grieta inclinada en el panel Este casi a todo lo largo de la diagonal del tablero que aumentó la magnitud de la deformación angular respecto al ciclo 14+. En el ciclo 15- ($R2=0.50\%$) se formó una grieta escalonada en la mitad inferior del tablero Oeste, que incrementó la deformación angular en 1.8 veces en relación al ciclo 14-. Para un mismo nivel de distorsión, al comparar los paneles de N2 (ciclo 10, $R2=0.33\%$) con sus similares de N1 (ciclo 8, $R1=0.31\%$), para el mismo nivel de distorsión, se observa que los tableros de N1 tuvieron mayores deformaciones angulares (74% en el panel rectangular y 31% en el cuadrado).

4.3.4 Rotaciones y Curvaturas

En la Fig. 4.39 se presenta la curva cortante basal - rotación, $V_b - \theta_{\text{tablero}}$, para la región 1 de los paneles cuadrado (Este) y rectangular (Oeste) del lado Sur. Las regiones 2 y 3 (Fig. 4.7) exhibieron un comportamiento elástico durante la prueba. Las curvas del lado Norte exhiben tendencias similares (no se presentan). La rotación máxima se registró en el panel rectangular (Oeste) de la cara Norte (0.0086). En general, las curvas de las rotaciones tuvieron un comportamiento elástico y casi lineal hasta el ciclo 12 ($RT=0.42\%$, $R1=0.46\%$), excepto el panel cuadrado (Este) de la cara Norte que permaneció elástico durante el transcurso de la prueba. A partir de este ciclo, los lazos no son simétricos y exhiben rotaciones permanentes que originaron que los lazos se desplazaran cada vez más del origen. Las deformaciones residuales pueden atribuirse a las rotaciones locales en los extremos de los castillos, debidas al daño acumulado (aplastamiento del recubrimiento y parte del núcleo de concreto, así como el plegamiento de las varillas longitudinales).

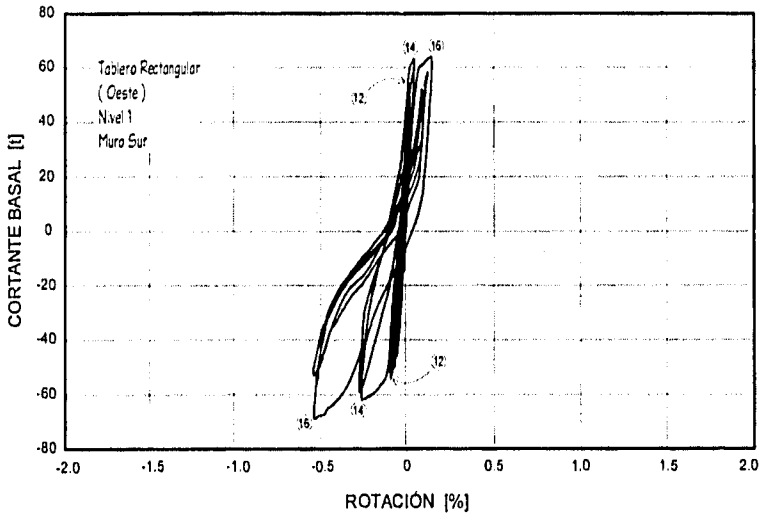
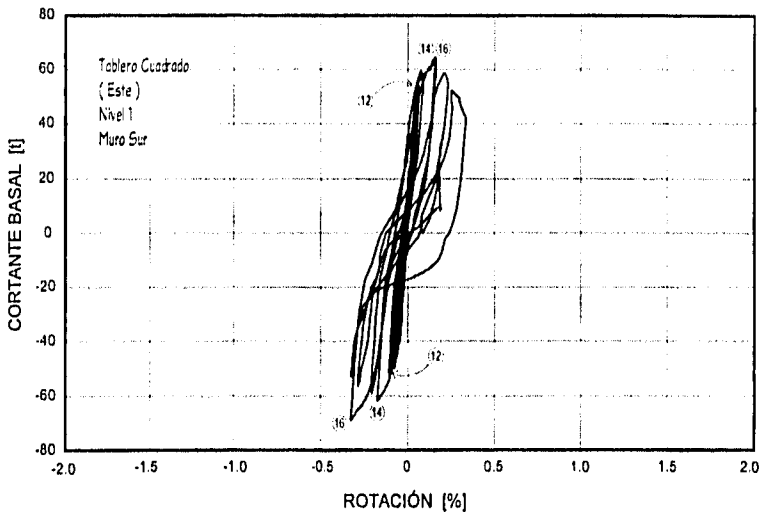


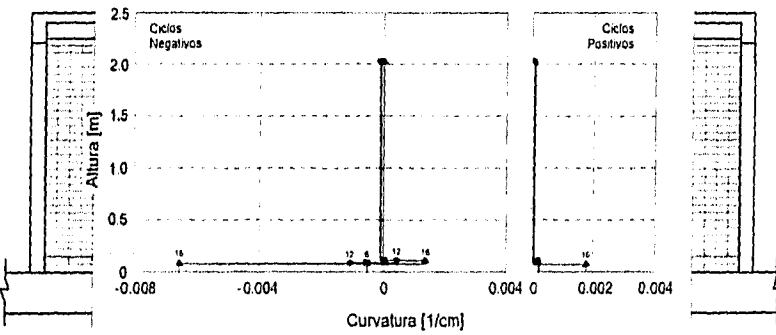
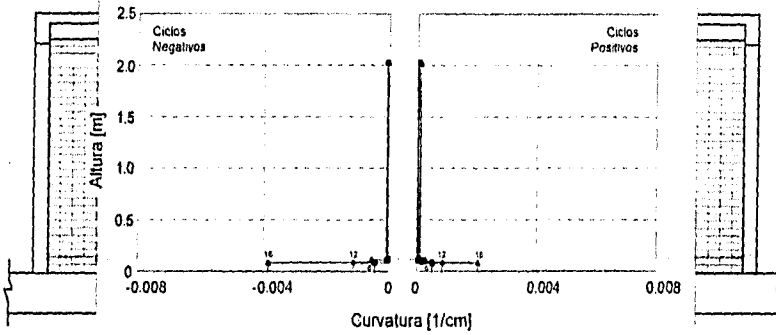
Figura 4.39 Rotaciones en N1, Muro Sur ($1 t = 9,81 \text{ kN}$)

En contraste con la deformación angular, la rotación aumentó a una tasa menor que la distorsión. Esto es indicativo de la menor influencia de las deformaciones por flexión en el comportamiento de 3D-R. En los paneles rectangulares (Oeste), la separación del castillo exterior con respecto al muro puede haber contribuido al aumento de las rotaciones de la región inferior, para ciclos negativos. Al comparar ambos paneles rectangulares (Oeste) en el ciclo 16 ($RI=0.94\%$), la rotación fue mayor en la cara Norte respecto a la cara Sur en 20%. Es evidente que el panel cuadrado (Este) del muro Sur exhibió mayores rotaciones que su similar del muro Norte durante el transcurso de la prueba.

En la Fig. 4.40 se presenta la distribución de curvaturas en la altura de los tableros (Este y Oeste) del muro Sur. La distribución de curvaturas se obtuvo a partir de las tres regiones instrumentadas. Una distribución similar se obtuvo para los paneles del muro Norte. Como puede observarse, la distribución de curvaturas no es lineal y tiende a concentrarse en la base de ambos paneles, aunque los valores son pequeños respecto a la distorsión de N1. Para ciclos a grandes distorsiones (como el ciclo 14 y posteriores), el daño local en el extremo inferior de los castillos (por el aplastamiento y agrietamiento del concreto, así como el plegamiento del refuerzo longitudinal) fue la causa de la concentración de las rotaciones. Esto es consistente con el análisis de los deformímetros de los castillos (ver capítulo 5) que indicó la fluencia del acero longitudinal por flexión. Para ciclos a la misma distorsión, las curvaturas fueron menores en el panel cuadrado (Este) que en el panel rectangular (Oeste), lo cual es consistente con las rotaciones y deformaciones por flexión.

A partir de los transductores de desplazamiento colocados en la dala se obtuvo la rotación en los extremos de la misma y los castillos interiores. Las Figs. 4.41 y 4.42 se presentan las curvas cortante basal - rotación, $V_b - \theta_{dala}$, en los extremos Este y Oeste de la dala Sur de N1. Las rotaciones en la dala concuerdan con la deformación de un elemento a flexión en doble curvatura. Las curvas describen un comportamiento asimétrico de acuerdo al sentido de aplicación de carga. Así, el extremo Este presentó mayores rotaciones con los semiciclos negativos.

TABLERO ESTE (CUADRADO)



TABLERO OESTE (RECTANGULAR)

Figura 4.40 Distribución de Curvaturas Muro Sur N1

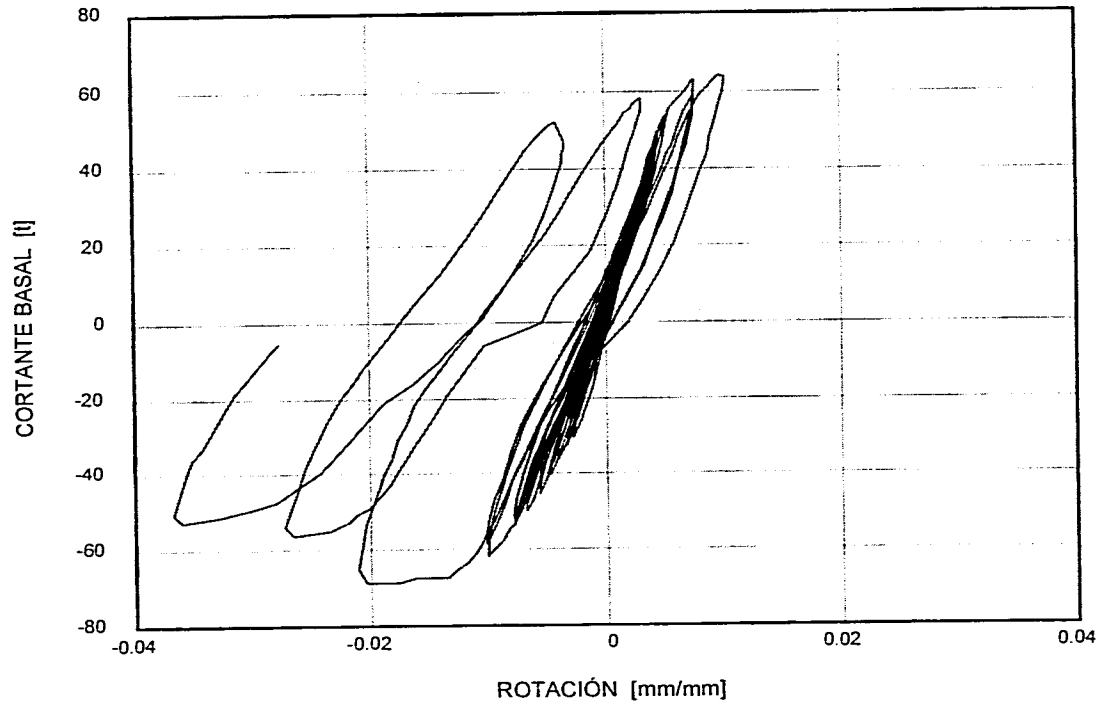


Figura 4.41 Rotación en Dala Sur N1 (Este)

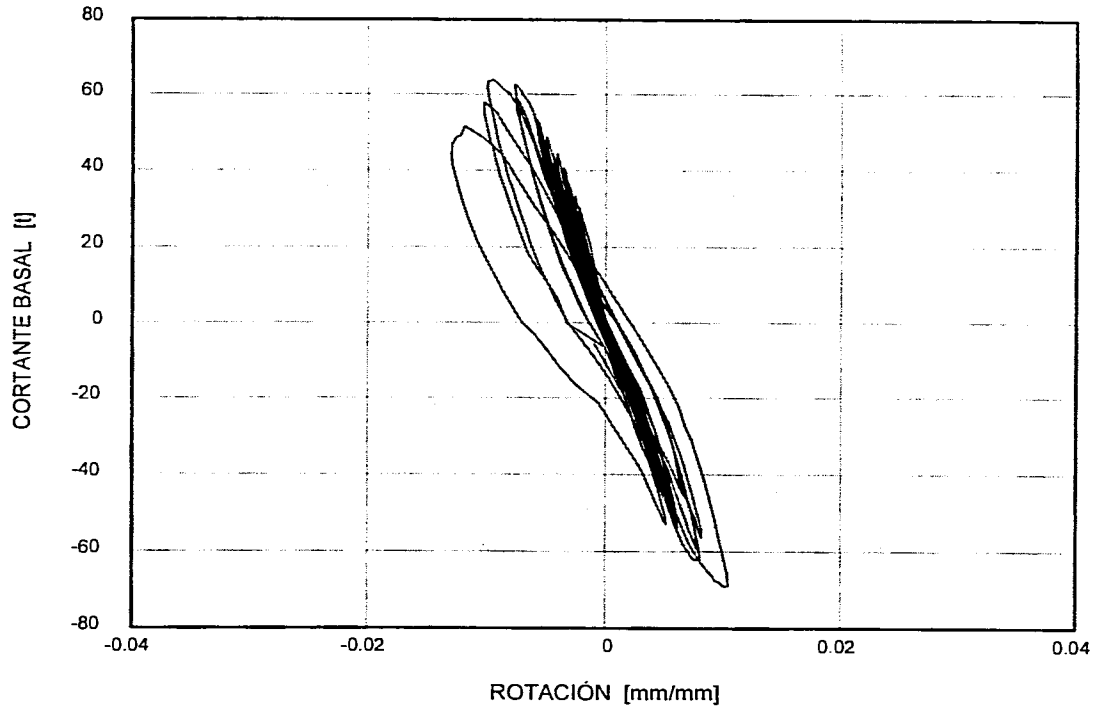


Figura 4.42 Rotación en Dala Sur N1 (Oeste)

Los lazos de las rotaciones permanecen casi elásticos hasta el ciclo 12 ($RI=0.46\%$). La poca histéresis coincidió con el daño observado en la dala. A partir de este ciclo, las rotaciones en el extremo Este aumentaron y se presentaron rotaciones permanentes. El aumento en las rotaciones coincidió con un incremento en las deformaciones del refuerzo longitudinal (ver sección 5.2.2).

De manera similar, en las curvas carga lateral de N2 - rotación, $F2 - \theta_{dala}$, en los extremos Este y Oeste de la dala Sur de N2 (no se muestran), las rotaciones exhibieron un comportamiento asimétrico en el sentido de aplicación de carga, lo cual sugiere que la dala se deformó en doble curvatura. El comportamiento exhibido en el extremo Este de las dalas de N1 y N2 fue semejante hasta el ciclo 16 ($RI=0.94\%$). En contraste con la dala de N1, en el extremo Oeste de la dala de N2 se incrementó el número de los lazos que presentan histéresis a partir del ciclo 10+ ($RI=0.37\%$). El agrietamiento por cortante en N1 y N2 era evidente a este nivel de distorsión. No se observó aplastamiento del concreto en las caras a compresión de las dalas.

4.3.5 Envoltentes de Respuesta

La respuesta de N1 en ambos modelos, 3D y 3D-R, puede compararse mediante las curvas envoltentes de carga lateral en función de la distorsión de N1. Las envoltentes para los semiciclos positivos se presentan en la Fig. 4.43. Las curvas se obtuvieron para los valores máximos del cortante basal en ciclos a la misma distorsión. Las envoltentes para los semiciclos negativos son similares (no se ilustran). El 3D-R alcanzó la resistencia para niveles de distorsión total y de N1 ($RT=0.75\%$, $RI=0.91\%$) superiores a los alcanzados por muros de mampostería confinada sin refuerzo ensayados en laboratorio.

La resistencia del modelo 3D-R fue 1.58 veces para el ciclo 16+ ($RI=0.94\%$, $RT=0.75\%$) y 1.69 veces para el ciclo 16- ($RI=0.83\%$, $RT=0.75\%$), la medida en el modelo original. La capacidad ante cargas laterales del modelo 3D-R excedió en 1.12 veces la capacidad del modelo original para el nivel de distorsión asociado a la resistencia del 3D ($RT=0.30\%$, $RI=0.36\%$).

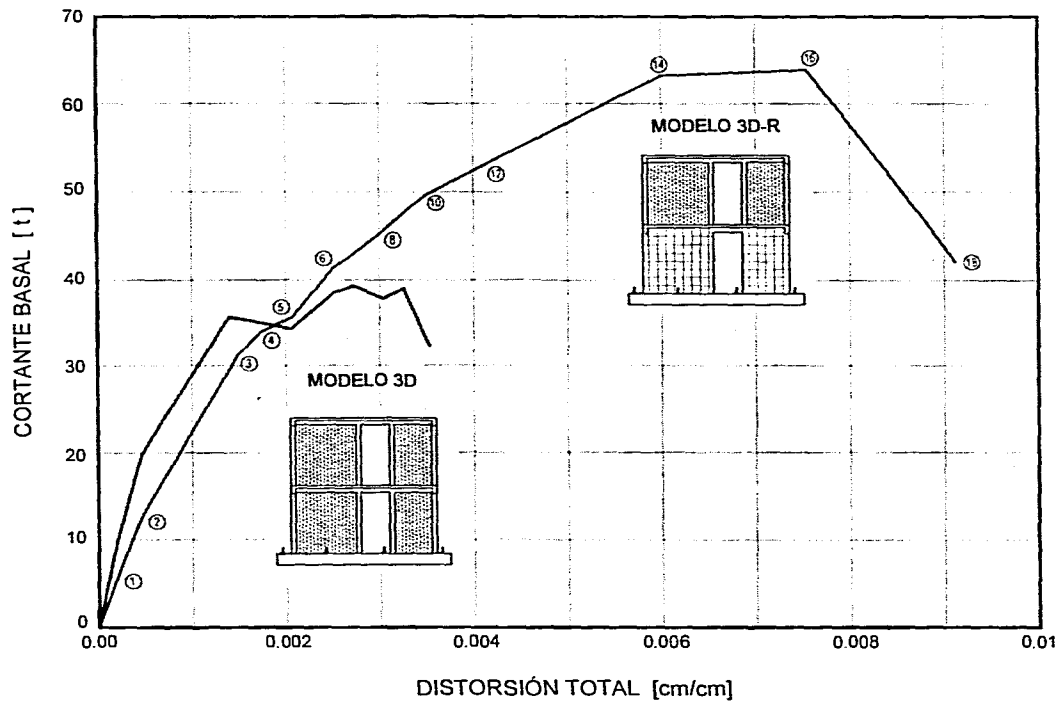


Figura 4.43 Envolvente de Respuesta Semiciclos Positivos (Modelo 3D y Modelo 3D-R)

Una vez alcanzada la resistencia, la capacidad ante cargas laterales disminuyó en 34% al incrementarse el nivel de distorsión ($RT=0.91\%$, $RI=1.41\%$). El deterioro en la capacidad coincidió con el aplastamiento del recubrimiento y la fractura del núcleo de concreto, debido a compresión por flexión, de los castillos interiores, el plegamiento de las varillas longitudinales, el aplastamiento del mortero y la rotura de los alambres de la malla.

La capacidad de 3D-R en el ciclo 14 ($RT=0.60\%$, $RI=0.67\%$) correspondió al 98% de la resistencia, a partir de esta etapa aumentó solamente su capacidad de desplazamiento lateral.

CAPÍTULO 5

COMPORTAMIENTO INTERNO DEL MODELO 3D-R

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se discute el comportamiento interno del modelo 3D-R. Se interpreta la información obtenida de transductores eléctricos de deformación (deformímetros) para entender el comportamiento del modelo 3D-R y el modo de falla. Se evalúa la eficiencia de la malla para determinar su participación al mecanismo resistente a carga lateral.

5.2 ANÁLISIS DE LOS DEFORMÍMETROS

Los deformímetros se colocaron sobre el acero de refuerzo de castillos, dalas, losas y en algunos alambres horizontales y verticales de la malla. En este trabajo se presentan solamente las gráficas de aquéllos que ilustran de manera más clara las conclusiones obtenidas. Para referencias de la posición de los deformímetros ver la Fig. 2.9.

Los esfuerzos en el acero de refuerzo de castillos, dalas y losa se calcularon a partir de las deformaciones medidas utilizando el modelo esfuerzo - deformación bajo cargas alternadas (tensión - compresión) que se muestra en la Fig. 5.1. En la gráfica se observa que la curva esfuerzo-deformación bajo cargas cíclicas alternadas deja de ser lineal para un esfuerzo mucho más bajo que el de fluencia f_y , después de la primera fluencia del acero. Se consideró como fluencia del acero de refuerzo cuando las deformaciones medidas alcanzaron un valor igual o superior al nominal de fluencia, ϵ_y , de 0.2% para acero Grado 42, con deformaciones residuales diferentes de cero en ciclos posteriores. En este estudio no se hicieron ensayos cíclicos de barras de refuerzo, de modo que la relación mostrada en la Fig. 5.1 debe considerarse como indicativa. Así, los esfuerzos calculados tendrán igualmente un carácter indicativo.

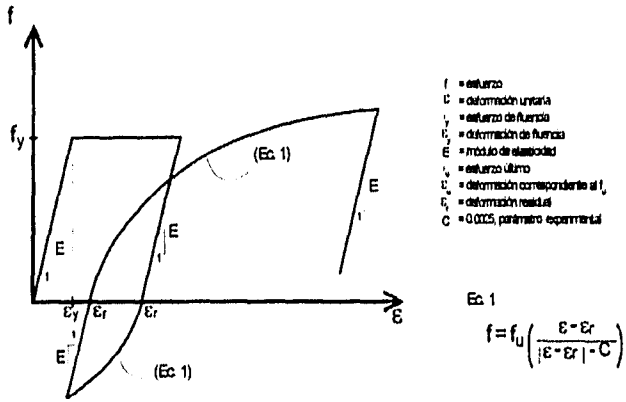


Figura 5.1 Modelo Esfuerzo - Deformación Idealizado del Acero Grado 42 (Zuhua Liu, 1987)

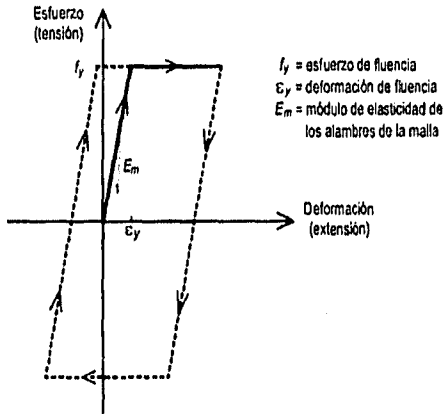


Figura 5.2 Idealización Elasto-Plástica Perfecta para los Alambres Horizontales Bajo Cargas Alternadas

Para los alambres de la malla, las deformaciones medidas fueron convertidas a esfuerzos utilizando un modelo esfuerzo - deformación para cargas alternadas idealizado (Fig. 5.2).

Para el modelo elastoplástico se emplearon el esfuerzo de fluencia f_y y el módulo de elasticidad E_m obtenidos de probetas de alambres de malla sujetos a tensión monótona creciente. Se acepta implícitamente que la curva para pruebas monótonas se ajusta a la envolvente de ensayos cíclicos. Por tanto, los esfuerzos obtenidos deben ser vistos únicamente como índices que permiten explicar las tendencias notadas en el comportamiento.

En la Figuras 5.3 se muestra la secuencia de fluencia registrada en los deformímetros del refuerzo longitudinal. Para facilitar la visualización del efecto de la fluencia del acero en la respuesta, se muestra el cuadrante correspondiente de los lazos cortante - distorsión en los cuales se indica el paso de carga en que ocurrió la fluencia; es claro el redondeo de los lazos histeréticos debido a la fluencia de las varillas.

La fluencia del acero se registró durante los semiciclos en los cuales el refuerzo se encontraba a tensión por efectos de flexión del espécimen. Los registros de las deformaciones inelásticas se presentaron en el intervalo comprendido entre los ciclos 12 y 16, los cuales corresponden a la etapa en donde se registró mayor daño en el modelo (ver capítulo 4).

5.2.1 Castillos

En el extremo inferior de los castillos de N1, se registró fluencia del refuerzo longitudinal, mientras los estribos permanecieron elásticos. En el muro Norte, la máxima deformación se registró en la posición ICE1N, siendo siete veces la deformación nominal de fluencia ($7.1 \epsilon_y$) y 1.4 veces el esfuerzo nominal de fluencia. Este deformímetro registró la primera fluencia, durante el ciclo 12+ ($RI=0.46\%$), y el valor máximo del esfuerzo, durante el ciclo 14+ ($RI=0.67\%$). Para el ciclo 14+, se registraron tres fluencias en la base de los castillos del muro Sur, una en el castillo interior del tablero Oeste (posición c) y las otras dos en el exterior del tablero Este (a y b).

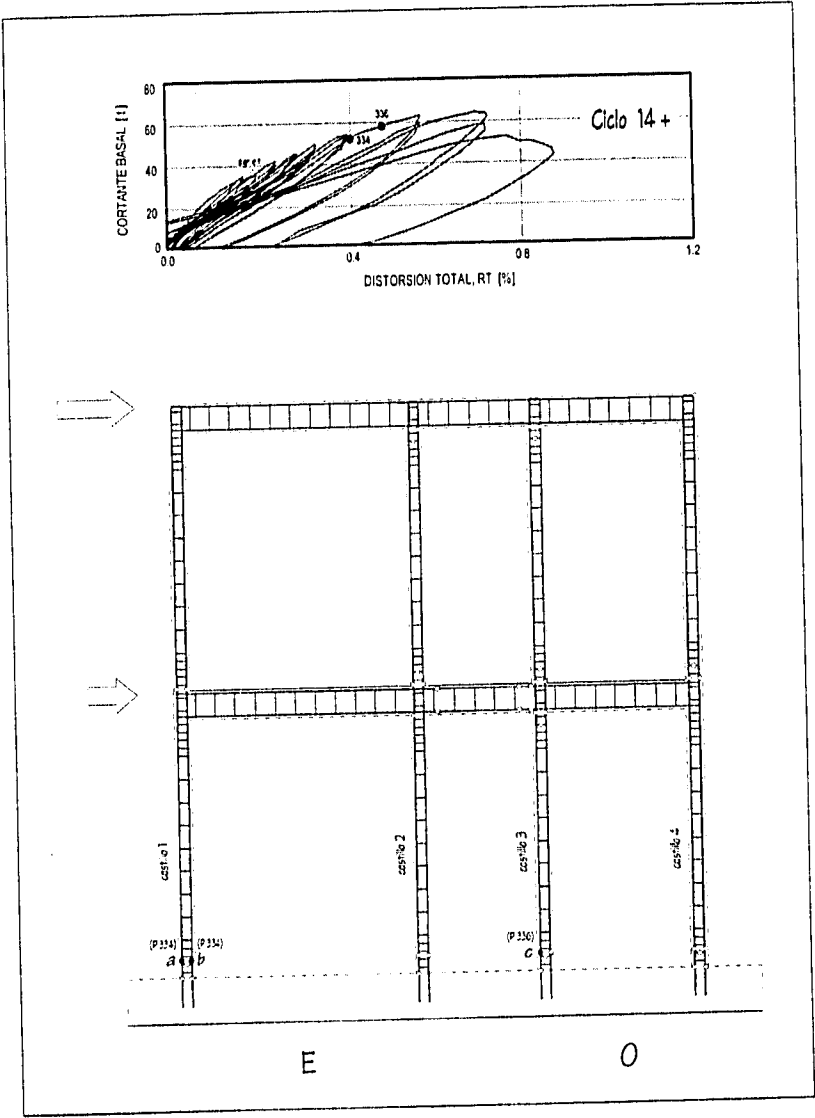


Figura 5.3 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos (Muro Sur)

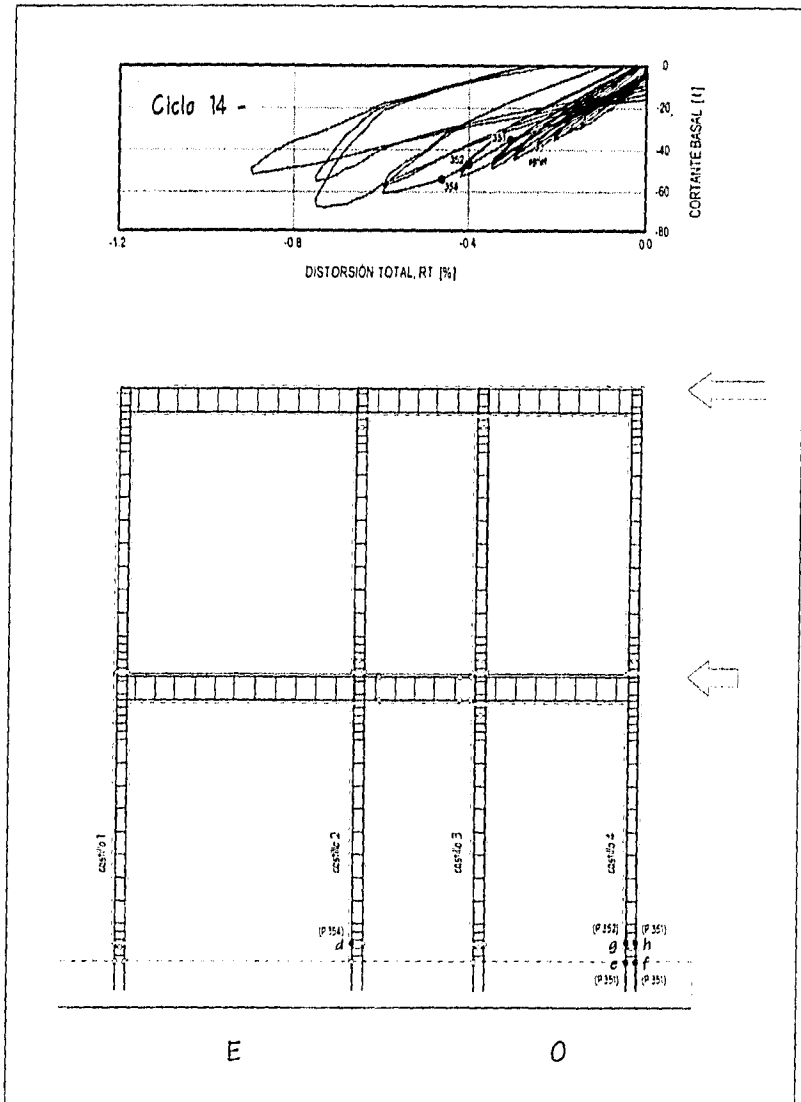


Figura 5.3 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos (Muro Sur)
(cont.)

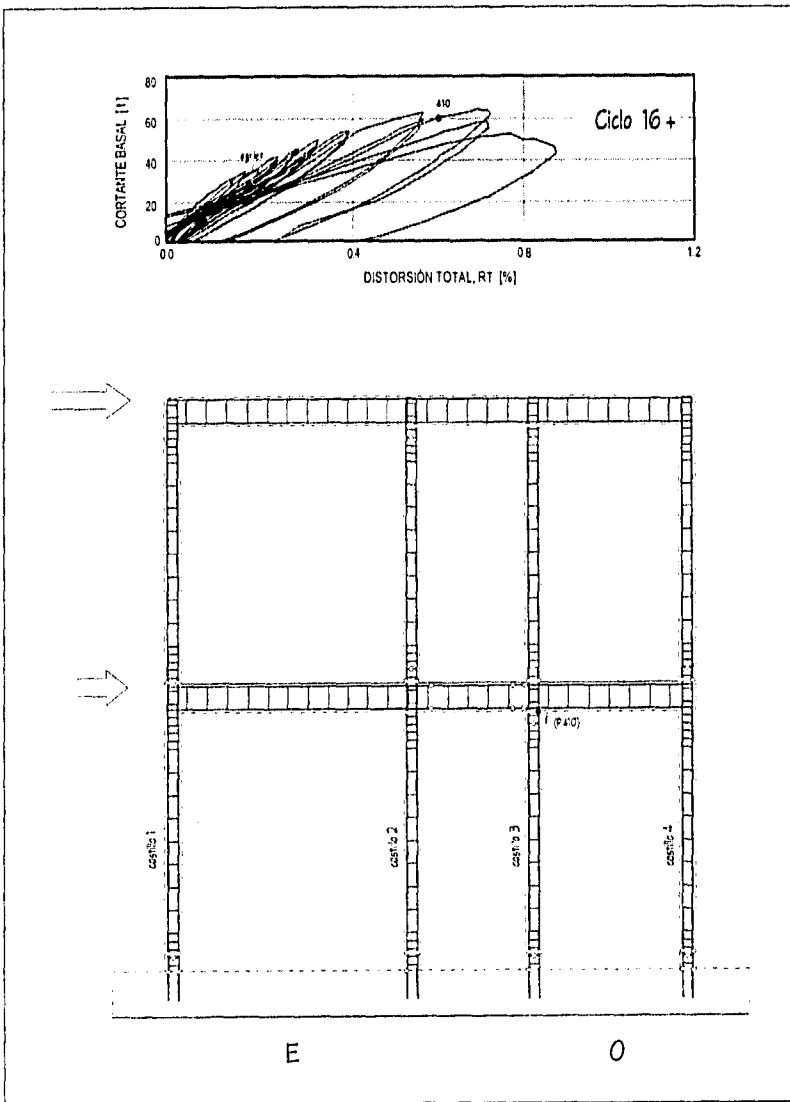


Figura 5.3 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos (Muro Sur)
(cont.)

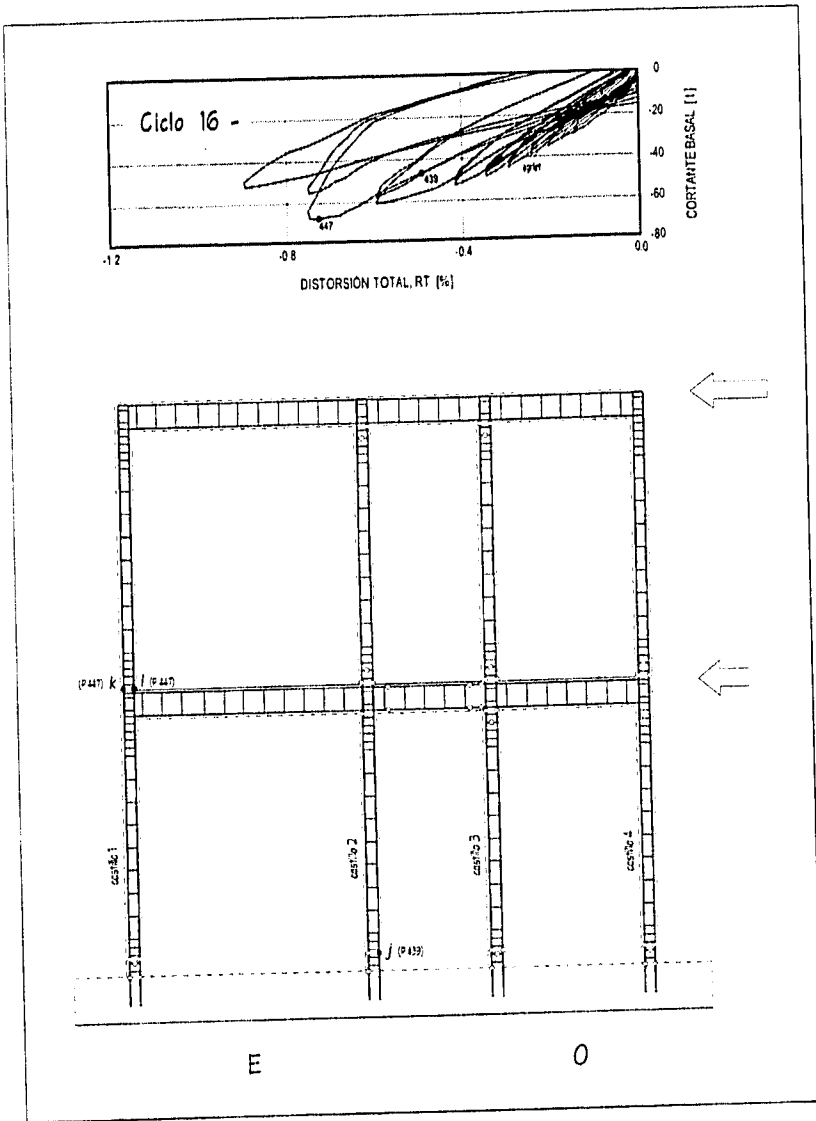


Figura 5.3 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos (Muro Sur)
(cont.)

En el ciclo 14- ($RT=-0.6\%$) se registró fluencia por tensión del acero longitudinal en las posiciones (d , e , f , g y h). El deformímetro f registró la máxima deformación de tensión ($8.6 \epsilon_y$, $1.6 f_y$). La fluencia en 14+ y 14- se debió a flexión.



El deformímetro en la posición f (4CW1S) mostró ciclos a compresión y tensión hasta el ciclo 14-. Para los ciclos positivos, el castillo 4 se encontraba a compresión de modo que las lecturas en el deformímetro fueron consistentes con la deformación esperada. En el ciclo 14- el refuerzo del castillo fluyó a tensión debido a la flexión. A partir de este semiciclo el deformímetro registró curvas estables hasta el final del ensaye. En la Fig. 5.4 se muestra la curva esfuerzo-deformación para este deformímetro. Es claro que para ciclos posteriores a 14- el acero de refuerzo resistió esfuerzos cíclicos de tensión y compresión. Los esfuerzos de compresión se explican porque conforme se fue dañando el concreto del castillo en la parte inferior, el acero longitudinal tuvo que participar en la resistencia a compresión producto de la flexocompresión del muro (ciclos positivos).

En el ciclo 16- los deformímetros k y l de N2 registraron fluencia debido al plegamiento de las varillas cuando las grietas inclinadas penetraron de la mampostería a los castillos. Una característica peculiar del deformímetro k (ICE5S) es que presentó fluencia a compresión debido al plegamiento de la varilla en el nudo con la dala del tablero (Fig. 5.4); el deformímetro estaba en la zona a compresión de la varilla doblada. La deformación máxima de k fue 4.7 veces ϵ_y ($1.3 f_y$). Del ciclo 16+ en adelante, el daño en la base de los castillos está asociado a la propagación de las grietas diagonales y al deterioro de los materiales.

El registro de fluencia en el acero longitudinal en la zona reforzada transversalmente con estribos a 7 cm de separación deja claro que es necesario dar un confinamiento adecuado al castillo para controlar el daño y obtener repuestas cíclicas más estables.

Los estribos permanecieron elásticos durante toda la prueba. En la Fig. 5.4 se muestra la curva esfuerzo-deformación para el deformímetro ubicado en la posición 4C1S. Con excepción de este deformímetro los demás experimentaron deformaciones máximas medidas de un 30% de la deformación de fluencia.

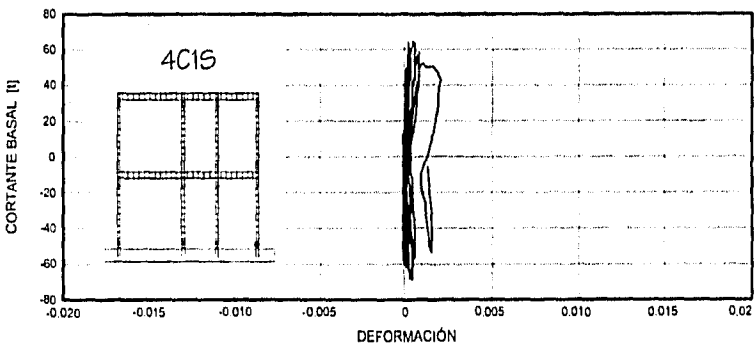
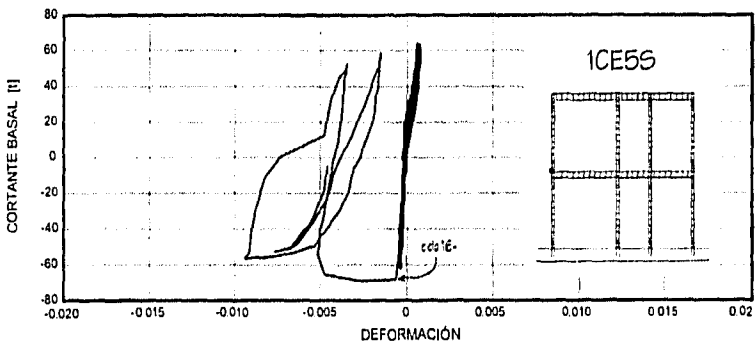
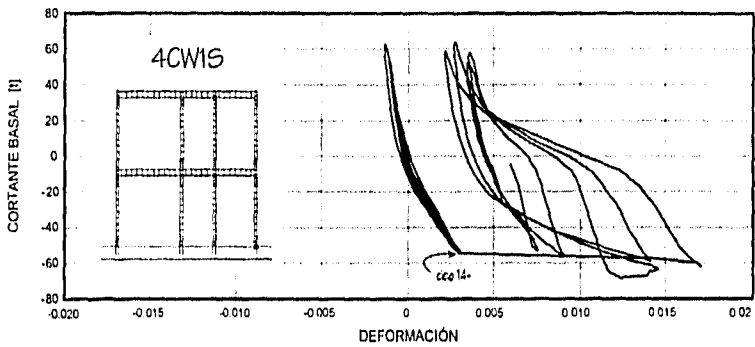


Figura 5.4 Deformaciones en las Posiciones 4CW1S (f), 1CE5S (k) y 4C1S (estribo)

En general, la fluencia a tensión del acero longitudinal (ciclo 14) se puede atribuir a deformaciones por flexión. Para los ciclos posteriores al 16 se registró plastificación por corte (cizallamiento).

5.2.2 Dalas

El refuerzo longitudinal de la dala Sur de N1 se instrumentó en la zona de acoplamiento (unión dala - castillo).

El deformímetro 2BL4S llegó a registrar deformación de tensión de $2.6 \epsilon_y$ (ciclo 17+, $RJ=1.02\%$) sin embargo no se observaron indicios de fluencia en el daño de la dala (grietas), ver Fig. 4.31. En la Fig. 5.5 se presentan las curvas cortante basal - deformación obtenidas para los deformímetros 2BL4S, 2BU4S y 2BU5S colocados a 10 cm del paño exterior de los castillos interiores. Para la posición 2BL4S, la forma de los lazos es sensiblemente lineal hasta el ciclo 12 ($RJ=0.46\%$), exhibiendo histéresis a niveles de distorsión superiores, principalmente en los ciclos positivos. Las dalas se flexionaron en doble curvatura, sin alcanzar a formarse articulaciones plásticas en los extremos; en la dirección positiva de carga se registró tensión en los deformímetros 2BL4S y 2BU5S, mientras en la posiciones 2BU4S y 2BL5S (no mostrada) se registraron deformaciones de compresión. La participación de la losa como patín de compresión en la flexión de la viga tiende a desplazar el eje neutro hacia arriba disminuyendo las deformaciones a compresión de la viga y aumentando las de tensión. En la Fig. 5.5 se presenta la configuración deformada de la sección.

Los deformímetros adheridos al acero de refuerzo a nivel del paño exterior de los castillos interiores, registraron valores de hasta $0.4 \epsilon_y$ (posición 2BL3S).

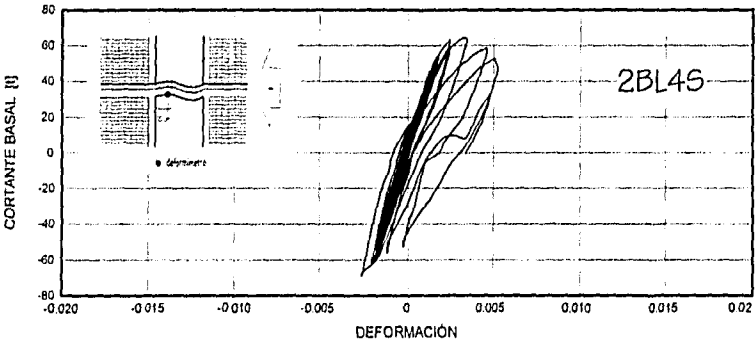
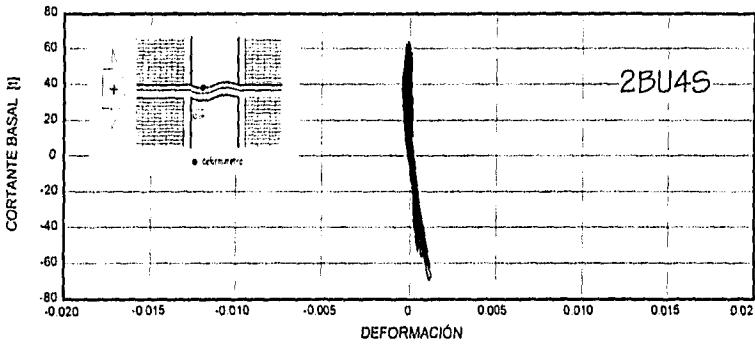
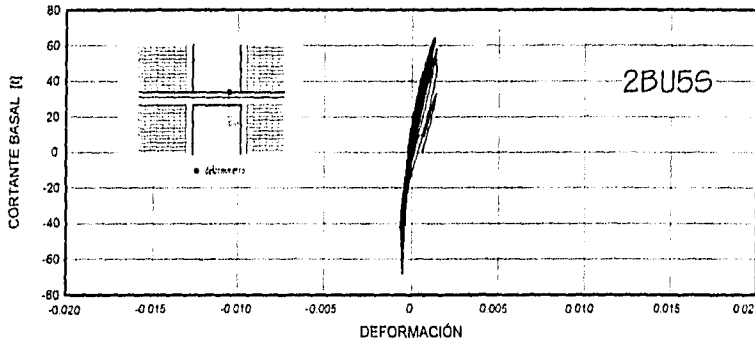


Figura 5.5 Deformaciones en los Extremos de la Viga de Acoplamiento (Muro Sur N1)

5.2.3 Losas

Se instrumentaron cuatro varillas longitudinales (sentido de carga) del lecho inferior de las losas de N1 y de N2 (Fig. 2.11). Los deformímetros registraron solamente deformaciones por tensión tanto para carga positiva (Este - Oeste) como negativa (Fig. 5.6). Las curvas cortante basal - deformación (similares todas) exhibieron lazos con histéresis a partir del ciclo 12+ ($Rf=0.46\%$).

La máxima deformación ($0.75 \epsilon_y$) se registró en la losa del primer nivel en la posición 1 (ciclo 18+, $Rf=1.41\%$).

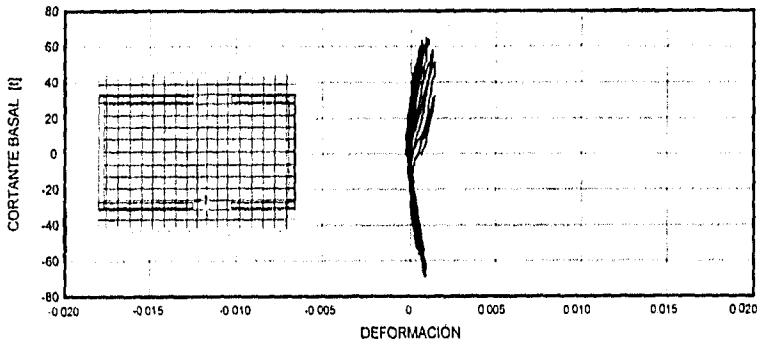


Figura 5.6 Deformación en Losa de N1 en la Posición 1

5.2.4 Malla de Alambre

Para evaluar la participación de la malla de alambre en la respuesta del modelo 3D-R, se colocaron deformímetros en los alambres verticales y horizontales. Los deformímetros fueron dispuestos sobre las diagonales de los tableros suponiendo que se formaría una grieta diagonal característica de mecanismos resistentes a base de puntales de compresión (Fig. 3.14).

En la Fig. 5.7 se presenta la distribución de deformaciones de la malla a lo largo de la diagonal para el muro Norte (ciclos positivos); el comportamiento de la malla registrado en los ciclos negativos exhibió una tendencia similar (no se muestra). Las deformaciones se incrementaron en el transcurso de la prueba, sin mantener una distribución uniforme a lo largo de la diagonal del panel de mampostería. Para ciclos a la misma deformación ($RI=0.35\%$), la anchura de las grietas inclinadas de 3D-R era menor que la de 3D. En el ciclo 16 ($RI=0.94\%$) se registraron las deformaciones máximas asociadas a valores grandes de anchura promedio de grietas (2.5 mm en el ciclo positivo, 9.5 mm en el ciclo negativo) medidos en la zona central de los tableros.

En general, los alambres verticales de la malla trabajaron a tensión (tensores) contribuyendo a equilibrar la componente vertical del puntal a compresión. Las deformaciones de tensión registradas en los deformímetros colocados sobre la diagonal de los tableros rectangulares y cuadrados, en alambres verticales, fueron mayores entre más cerca estaba el deformímetro del punto de aplicación de la carga.

Las deformaciones aumentaron con el desplazamiento lateral, siendo notorio para ciclos posteriores al 12 ($RI=0.42\%$). Las deformaciones máximas se registraron durante el ciclo 17 para el lado Sur y durante el ciclo 18 en el lado Norte. Las deformaciones por tensión en los alambres verticales fueron mayores en los tableros cuadrados (Este).

Hacia el final de la prueba ($RT=0.0075$) se fracturaron varios alambres en cadena, la anchura de las grietas principales aumentó en más de 10 mm y el agrietamiento diagonal penetró en los castillos. El mortero de recubrimiento sufrió aplastamiento severo en la zona central y en los talones de los tableros de N1 (Figs. 4.26, 4.27 y 4.28).

Al término del ensayo se retiró el mortero de las zonas más dañadas de los tableros del lado Norte de N1 para registrar el tipo y lugar de fractura de la malla. En todos los casos, las fracturas fueron en los alambres horizontales y coincidieron con la grieta principal a 45° formada en ciclos positivos de carga y que en MNPE1 iba del punto de aplicación de la carga a la esquina inferior del extremo opuesto (talón comprimido). En MNPO1 la grieta diagonal principal iba de la mitad del castillo interior a la esquina inferior contraria, también a 45° .

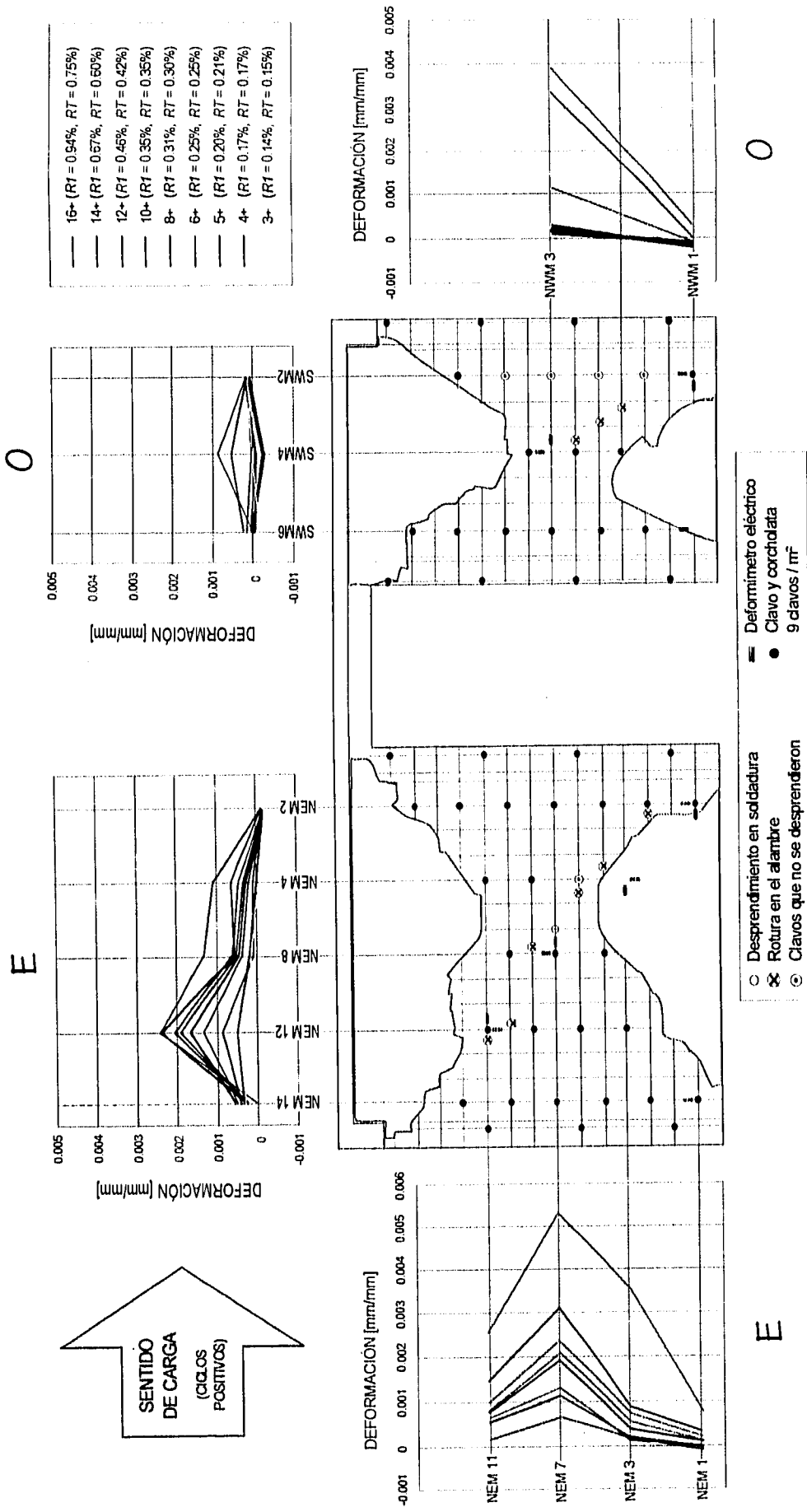


Figura 5.7 Distribución de Deformaciones de la Malla en el Muro Norte, N1

5.2.5 Consideraciones Generales

Del comportamiento registrado por los deformímetros ubicados en el muro Sur y por los del muro Norte se puede afirmar que en general el Modelo 3D-R tuvo un comportamiento simétrico en ambas caras. Las deformaciones máximas se presentaron para valores de distorsión total mayores a 0.42% ($RI=0.46\%$).

A diferencia del modelo original, se registró fluencia a tensión por flexión en todos los deformímetros colocados sobre el refuerzo longitudinal en la base de los castillos de N1. En los estribos no se registró fluencia pese a que el acero longitudinal (varillas) fluyó de manera notoria y se registraron deformaciones grandes.

Durante el ensaye del modelo original, sólo se registró fluencia por corte en cuatro deformímetros colocados en el acero de refuerzo. Cuando el 3D alcanzó su resistencia (ciclo 8) se registró cedencia en las posiciones 2C4S (estribo) y 2CE4S (varilla). Los deformímetros 2C1S (estribo) y 2CE4S (varilla) fluyeron en el ciclo 9. En general, la plastificación a tensión del acero longitudinal en 3D se debió al predominio de las deformaciones por corte de los tableros de mampostería confinada (Sánchez, 1995).

No obstante que el acero longitudinal en los castillos de N1 presentó fluencia por tensión debida a flexión, el modelo 3D-R falló por corte cuando por las grietas diagonales se cizaron los extremos de los castillos. No se presentó el mecanismo de falla a flexión mostrado en la Fig. 1.2; no se plastificaron las dadas ni las losas.

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 INTRODUCCIÓN

Las características estructurales más importantes son la resistencia, rigidez, capacidad de deformación y ductilidad. Una estructura debe poder resistir las diversas condiciones de carga a las que puede estar sometida y poseer rigidez para las diferentes direcciones en que las cargas pueden actuar, tanto verticales como horizontales. Conviene que posea ductilidad, en el sentido de que no baste que se alcance su resistencia para ocasionar el colapso brusco de la estructura, sino que esta tenga capacidad para deformarse sosteniendo su carga máxima y, de preferencia, posea una reserva de capacidad antes del colapso.

Con el ensaye ante cargas laterales del modelo 3D-R se obtuvo información del comportamiento inelástico, como el deterioro de rigidez, la degradación de resistencia, la ductilidad disponible y la disipación de energía. Estos parámetros experimentales resultan de gran ayuda para establecer la posible respuesta y el modo de falla, ante un sismo, de una estructura de mampostería confinada rehabilitada con malla de alambre y recubrimiento de mortero.

6.2 RESISTENCIA

La capacidad de los muros de mampostería ante cargas laterales depende de la resistencia a tensión diagonal de las piezas, del área efectiva para resistir la fuerza cortante, de la carga vertical aplicada y del refuerzo; la resistencia y ductilidad después que el muro se agrieta dependen básicamente del refuerzo horizontal y de la resistencia de los castillos (debe considerarse la contribución del concreto, de los estribos y la acción de dovela del refuerzo longitudinal). La fricción y la trabazón mecánica entre las piezas contribuyen a la resistencia una vez que se agrieta la mampostería.

La contribución del concreto a la fuerza cortante resistente puede calcularse como

$$V_{\text{concreto}} = \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d. \quad (6.1)$$

Cuando la anchura de grieta es tal que no se generan esfuerzos cortantes por trabazón del agregado (Fig. 3.9) la acción de dovela es una componente importante del mecanismo resistente a carga lateral y, si se utilizan varillas de tamaño pequeño, se puede determinar mediante un mecanismo de torcedura del refuerzo, según la expresión (Park y Paulay, 1994)

$$V_d = A_s f_y \cos \alpha. \quad (6.2)$$

La expresión anterior es por tanto un límite superior para la contribución del refuerzo longitudinal por acción de dovela y se presenta después que el muro alcanza su resistencia. Para evaluar la acción de dovela en la resistencia se puede utilizar la Ec. 6.2 considerando un ángulo $\alpha=60^\circ$ y un factor de eficiencia de 0.25 (Flores, 1995).

La capacidad de los muros de N1 se agotó antes de que se formaran articulaciones plásticas en las dala o vigas de acoplamiento.

Si se compara el comportamiento de las deformaciones angulares en los tableros de N1, puede observarse que el acoplamiento por flexión de los muros por la dala-losa fue despreciable durante el ensaye. Esto puede apoyarse en el comportamiento de las deformaciones presentadas por las diagonales de los tableros.

6.2.1 Eficiencia de la Malla de Alambre

Para fines de diseño es conveniente considerar que los esfuerzos en los alambres de la malla serán constantes en la altura e iguales al esfuerzo nominal de fluencia del acero, afectado por un factor de eficiencia η para corregir la uniformidad supuesta en la distribución de los esfuerzos. Así, la contribución total del acero horizontal será directamente proporcional a la cuantía de acero, al esfuerzo nominal de fluencia y al área transversal del muro.

Para el cálculo de la eficiencia de los alambres de la malla se emplearon los deformímetros ubicados en el acero de los tableros (Fig. 5.7). El factor de eficiencia η se definió como

$$\eta = \frac{\sum \eta_i}{n} ; \quad \eta_i = \frac{f_{si}}{f_y} \quad (6.3)$$

donde

- η es el factor de eficiencia del refuerzo horizontal o vertical;
- f_{si} es el esfuerzo a tensión resistido por el alambre y calculado a partir de las deformaciones ϵ_i del alambre y de la curva idealizada esfuerzo-deformación de la Fig. 5.2;
- f_y el esfuerzo nominal de fluencia de los alambres de la malla; y
- n el número de alambres horizontales o verticales que fueron instrumentados.

Las deformaciones en los alambres horizontales no instrumentados, se obtuvieron por interpolación lineal a partir de las deformaciones registradas en otros alambres.

En la Fig. 6.1 se presentan los factores de eficiencia η obtenidos para ciclos positivos; los valores para ciclos negativos son similares (no se presentan). Como se puede apreciar η es función del nivel de distorsión. La participación de la malla fue despreciable para ciclos anteriores al agrietamiento inclinado ($RI=0.20\%$). La eficiencia η aumentó para los ciclos en los cuales se registró la fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos de N1 (ciclos 14 y 16). La eficiencia máxima promedio para alambres horizontales fue de 64% y se presentó a una distorsión RI entre 0.67% y 0.75%. Los valores máximos de la eficiencia se obtuvieron de los tableros cuadrados cuando el modelo alcanzó su resistencia (ciclo 16); η fue 0.73, para el ciclo positivo, y 0.76, para el ciclo negativo. A partir de este momento, el daño estuvo dominado por deformaciones de corte y la eficiencia de los alambres horizontales disminuyó notablemente (54% en la cara Norte y 70% en la cara Sur) debido a la rotura de algunos alambres horizontales y a la separación entre recubrimiento de mortero y tableros de mampostería. Para los tableros rectangulares (Oeste), el lado Sur presentó mayor eficiencia (58%, en promedio).

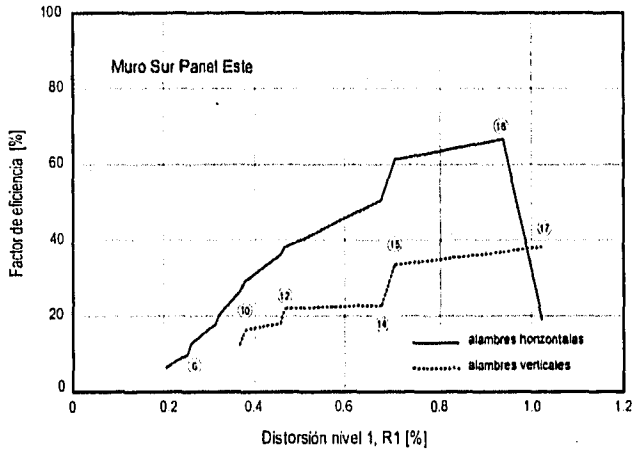
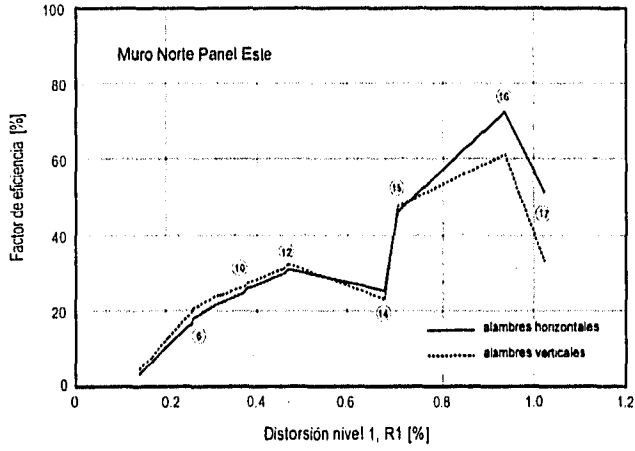


Figura 6.1 Factor de Eficiencia de la Malla de Alambre (Ciclos Positivos)

A partir del ciclo 3 ($RI=0.14\%$), en el tablero cuadrado (Este) se observó un aumento en la eficiencia de los alambres horizontales y una disminución de las deformaciones por flexión con variación constante. El aumento en la eficiencia coincide con el agrietamiento por tensión diagonal de los tableros de mampostería.

En general, una vez que inicia la participación de la malla, la relación entre las deformaciones por flexión y corte se mantuvo casi constante hasta el ciclo 14 ($RI=0.67\%$). La eficiencia máxima de los alambres se alcanzó con dominio de las deformaciones por corte, caracterizado por el aumento de las deformaciones angulares.

La participación de los alambres verticales dentro del mecanismo resistente a cortante fue la de mantener el equilibrio de fuerzas verticales. La malla no fue anclada a la cimentación. La participación de la malla fue notable para los ciclos en que se registró plastificación del refuerzo longitudinal en la base de los castillos de N1 (ciclos 12 a 16).

En el tablero cuadrado (Este) de la cara Norte, la eficiencia del acero vertical fue igual al 60% de la eficiencia horizontal, para la misma distorsión. La mayor eficiencia vertical en los tableros de la cara Sur fue similar y sólo difirió en 19%. En la cara Norte, la mayor eficiencia en el tablero Este (0.67) excedió en 3.4 veces la del tablero rectangular. La mayor participación del refuerzo vertical en los tableros cuadrados obedece a una mayor influencia de las deformaciones por corte respecto de los tableros con relación altura/ancho de 1.5.

6.3 RIGIDEZ

Comúnmente, la rigidez inicial de estructuras con muros de mampostería confinada se estima con un criterio elástico, empleando las propiedades geométricas nominales, el área a partir de secciones no agrietadas y las propiedades mecánicas con valores recomendados por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (DDF, 1987b).

Las estructuras de mampostería sujetas a cargas laterales presentan una disminución importante de su rigidez inicial, aún antes de alcanzar un comportamiento inelástico. La magnitud y la tasa de deterioro son función del nivel de desplazamiento aplicado.

En este capítulo se presentan las rigideces inicial, de ciclo y la equivalente. Para el análisis comparativo entre 3D y 3D-R se utilizó el criterio de rigidez de ciclo.

6.3.1 Rigidez Inicial

Para obtener la matriz de flexibilidades de 3D-R se aplicó carga lateral en un nivel, mientras que el otro permaneció descargado (el 15% del cortante basal correspondiente al primer agrietamiento horizontal en los castillos de N1). La flexibilidad de cada nivel se obtuvo mediante el cociente del desplazamiento horizontal relativo y la carga lateral aplicada en cada nivel. En la dirección positiva de carga (Este a Oeste), la rigidez lateral de N1 y N2 fue de 163.3 y 72.7 t/cm (1601 y 713 kN/cm), respectivamente. En la dirección Oeste a Este, la rigidez lateral fue de 264.6 y 90.3 t/cm (2596 y 886 kN/cm), para N1 y N2 respectivamente. La diferencia entre los valores obtenidos en un sentido y en otro puede atribuirse a un incremento de la rigidez lateral de los tableros cuadrados (Este) por estar sujetos a compresión cuando se aplicó carga en dirección Oeste a Este.

6.3.2 Rigidez de Ciclo

La rigidez de ciclo se calculó a partir de un ciclo histérico como la pendiente de la secante que une a los picos de los semiciclos (Fig. 6.2). Así, si V^+ y V^- son las fuerzas cortantes máximas en los semiciclos positivo y negativo, respectivamente, y R^+ y R^- son las distorsiones que corresponden a los picos de dichos semiciclos, la rigidez de ciclo se calculó como

$$k_c = \frac{V^+ + |V^-|}{R^+ + |R^-|} \quad (6.4)$$

donde

- k_c es la rigidez de ciclo;
- V^+ es la fuerza cortante máxima en el semiciclo positivo;
- V^- es la fuerza cortante máxima en el semiciclo negativo;
- R^+ es la distorsión correspondiente a V^+ ; y
- R^- es la distorsión correspondiente a V^- .

En la Fig. 6.2 se presentan las curvas de rigidez de ciclo contra distorsión promedio para los modelos 3D y 3D-R. La rigidez inicial de 3D-R ($166.2 \text{ t}\cdot\text{cm}/\text{cm} = 1630.4 \text{ kN}\cdot\text{cm}/\text{cm}$) fue 67% de la rigidez inicial de 3D. La tasa de deterioro es función parabólica del nivel de distorsión. El mayor deterioro de la rigidez de los especímenes se presentó en las primeras etapas de carga; esta degradación se observa con el cambio brusco de la pendiente de las curvas para los ciclos 1, 2 y 3.

La degradación de rigidez con niveles bajos de distorsión obedece al agrietamiento horizontal en los castillos de N1 (flexión) y al acomodo de las piezas. La rigidez final medida fue igual al 10% de la rigidez inicial en los dos modelos. La tasa de deterioro de la rigidez inicial, k_o , fue mayor en el modelo original que en el rehabilitado; para el ciclo a una distorsión de 0.2% en N1, el modelo original presentó una rigidez igual a 27% de k_o 3D mientras que la rigidez de 3D-R fue igual a 44% de k_o 3D-R. El comportamiento de 3D-R exhibe un cambio menos brusco de la pendiente de las curvas para ciclos consecutivos. El modelo original y el rehabilitado alcanzaron su resistencia con una degradación del 82% de su rigidez inicial, sin embargo, el 3D-R excedió en 56% la capacidad ante cargas laterales de 3D y tuvo un desplazamiento lateral 2.8 veces mayor.

Con el esquema de rehabilitación empleado (malla de alambre y recubrimiento de mortero) se logró incrementar 6.7 veces la rigidez final del modelo 3D.

El fisuramiento de las grietas 'rajueleadas' en 3D-R y la formación del agrietamiento diagonal en 3D ocurrió con un cortante basal de 35 t (entre 0.20 y 0.22% de R/I , correspondiente a 4.9 mm y 5.4 mm de desplazamiento lateral de N1).

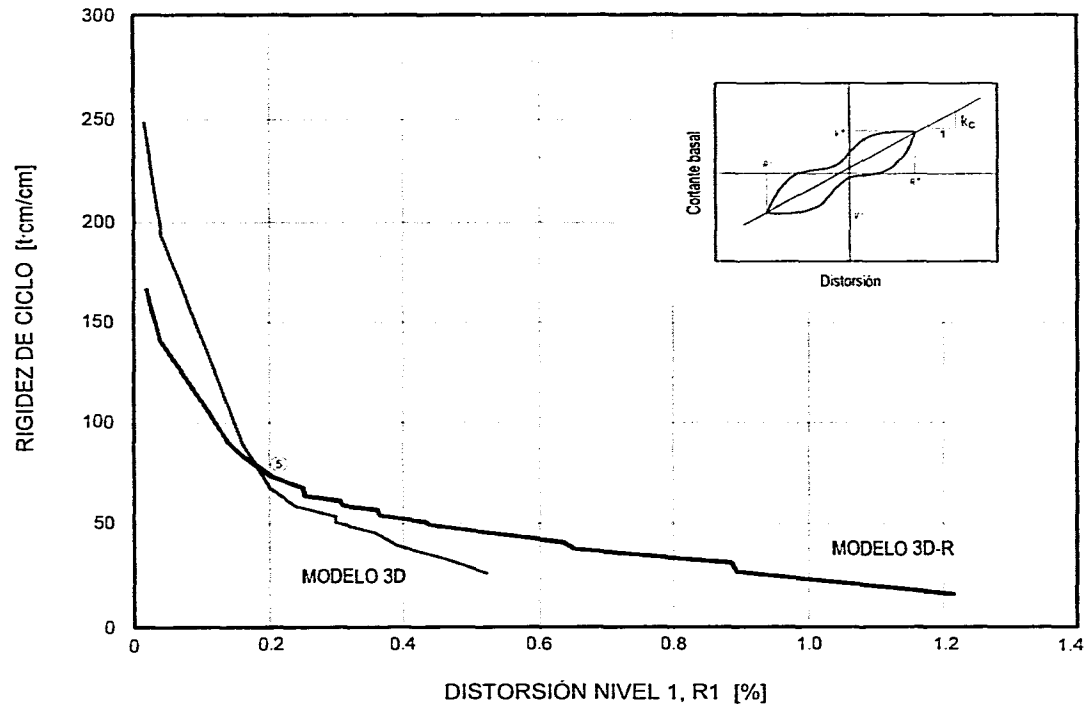


Figura 6.2 Degradación de la Rigidez de Ciclo

El modelo 3D perdió 64% de su rigidez inicial con los primeros agrietamientos diagonales en la mampostería (ciclo 3, $RI=0.14\%$). Posteriormente ante la aplicación de distorsiones mayores a 0.2% siguió decayendo la rigidez aún cuando de manera menos acelerada (Sánchez, 1996). Para ciclos posteriores al 8, la relación de rigideces aumentó a una tasa mayor debido a la incursión de las grietas inclinadas en los extremos de los castillos interiores.

Para 3D-R, la rigidez de N1 se degradó a causa del fisuramiento horizontal, por flexión, en los castillos y por el agrietamiento por tensión diagonal de las grietas 'rajueleadas', hasta el ciclo 12 ($RI=0.46\%$). Del ciclo 12 al 16 se registró fluencia en el acero longitudinal de los castillos de N1, el recubrimiento de mortero sufrió aplastamiento y desconchamiento, y la malla de alambre alcanzó sus deformaciones máximas. Después del ciclo 16 ($RI=0.93\%$) se observaron alambres de la malla rotos, anclajes desprendidos y, aplastamiento y desconchamiento del concreto en algunos extremos de los castillos de N1, por la incursión de las grietas diagonales.

6.3.3 Rigidez Equivalente

Para evaluar el deterioro de rigidez en cada semiciclo de carga se calculó la rigidez equivalente. La rigidez equivalente k_{eq} es la pendiente de la recta que une el punto de cortante de entrepiso y de distorsión máximos con el punto de cortante basal nulo, en cada semiciclo (Fig. 6.3). El patrón de daño y el deterioro de rigidez fueron similares en ambos sentidos de carga.

En la Fig. 6.4 se presenta la rigidez equivalente k_{eq} para los semiciclos positivos y negativos. La tendencia del deterioro fue similar a la obtenida para la rigidez de ciclo. La rigidez inicial k_o en el ciclo 1- (desplazamiento lateral de 0.39 mm) fue mayor en 1.26 veces a la rigidez del sentido positivo (desplazamiento lateral de 0.43 mm) y fue igual a 150.1 t/cm (1473 kN/cm). Para ciclos posteriores al ciclo 2 ($RI=0.04\%$), la rigidez durante los semiciclos negativos fue ligeramente mayor (6%) hasta el ciclo 15 ($RI=0.70\%$) que en los semiciclos positivos. En el ciclo 16 ($RI=0.94\%$), se apreció una gran diferencia entre la dirección negativa y la positiva (26%). Hasta este nivel de distorsión, la rigidez inicial se había deteriorado en un 80%, en promedio.

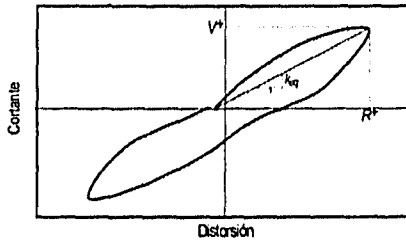


Figura 6.3 Definición de Rigidez Equivalente k_{eq}

Del ciclo 12 ($RI=0.46\%$) al 14 ($RI=0.67\%$), se presentan simultáneamente una degradación de la rigidez inicial y un aumento de la eficiencia de los alambres horizontales de la malla con tendencias lineales. Del ciclo 14 al 16 ($RI=0.94\%$), la eficiencia de la malla se incrementó hasta alcanzar valores máximos sin un deterioro apreciable de la rigidez inicial ($0.80 k_0$). En esta etapa, se registró fluencia por corte en el refuerzo longitudinal de los castillos de N1.

En la Fig. 6.5 se presenta la degradación de rigidez, empleando los valores de rigidez de ciclo k_c y rigidez equivalente promedio k_{eq} calculada de los semiciclos positivo y negativo. En general, los valores de k_c fueron inferiores a los calculados con el criterio de k_{eq} . Los valores obtenidos para determinar la matriz de flexibilidades son mayores a los valores iniciales de k_{eq} en 38% y 76% en dirección Este - Oeste y en dirección contraria, respectivamente. Esto sugiere que una elevada rigidez de las estructuras de manpostería sólo es aceptable para desplazamientos laterales de hasta 1 mm ($RI=0.04\%$), después la rigidez inicial sufre un deterioro importante a medida que aumenta el nivel de desplazamiento.

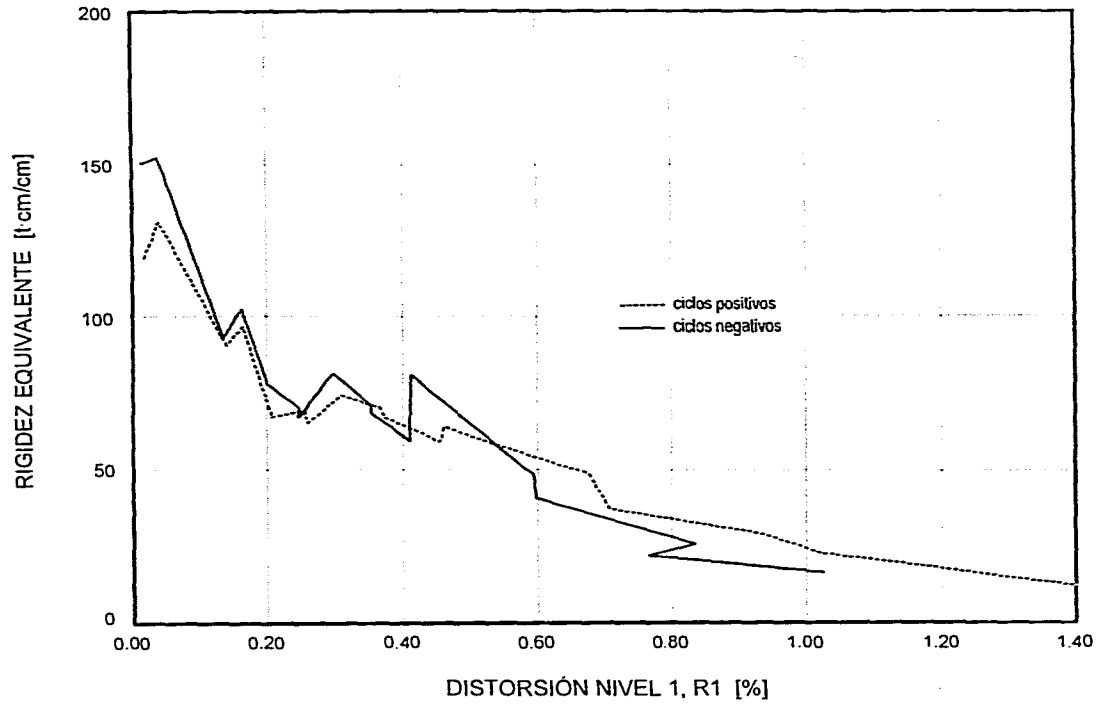


Figura 6.4 Degradación de la Rigidez Equivalente

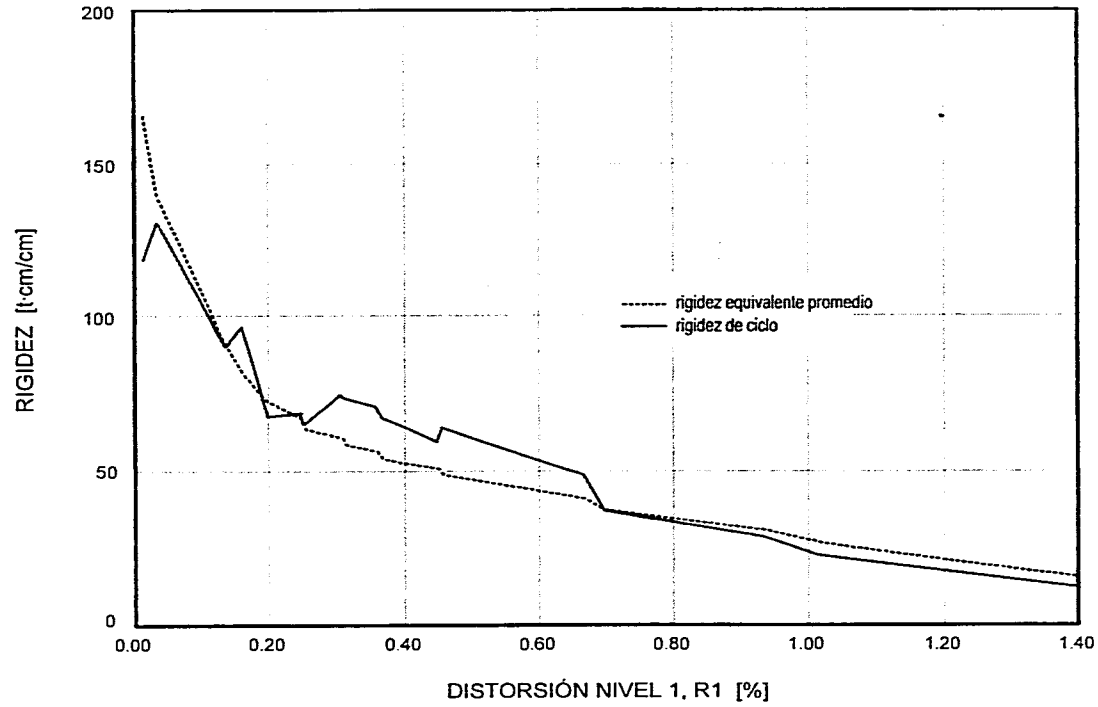


Figura 6.5 Degradación de la Rigidez de Ciclo y Equivalente Promedio

6.4 ENERGÍA

El concepto de energía de deformación es importante para determinar la respuesta de estructuras ante cargas laterales. El trabajo W realizado por la carga lateral es igual al área bajo la curva carga lateral - deformación (Fig. 6.6).

6.4.1 Energía Disipada

Como se muestra en la Fig. 6.7, un lazo de histéresis se hincha hacia afuera. La energía que corresponde al área del lazo se disipa en el ciclo. Esta disipación de la energía, que en general se incrementa con el nivel de desplazamiento, se define como amortiguamiento histérico.

La energía disipada total acumulada se calculó como la suma de las áreas encerradas en los lazos histéricos del diagrama fuerza cortante - desplazamiento hasta un ciclo dado (Fig. 6.8). En las Figs. 6.9 y 6.10 se presenta la energía disipada acumulada en función de la distorsión total, y de la distorsión de $N1$.

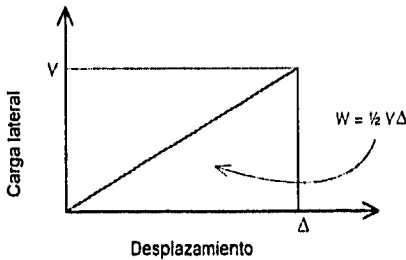


Figura 6.6 Definición de la Energía

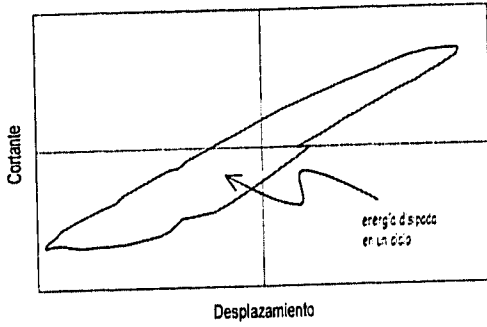


Figura 6.7 Definición de Energía Disipada en un Ciclo

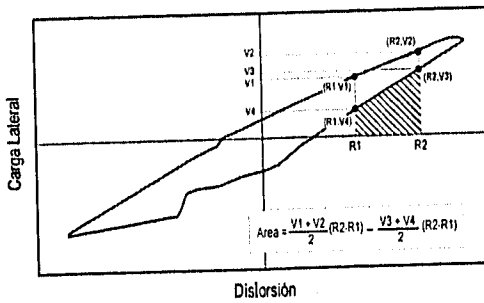


Figura 6.8 Cálculo de la Energía Disipada

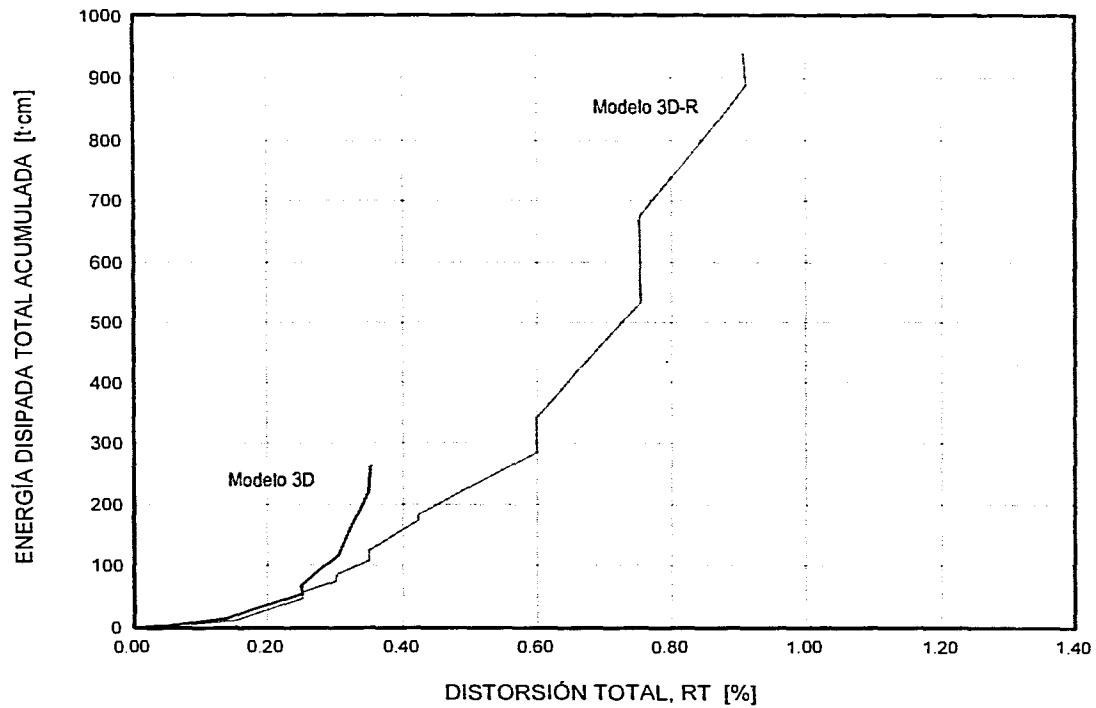


Figura 6.9 Disipación de Energía en los Modelos 3D y 3D-R

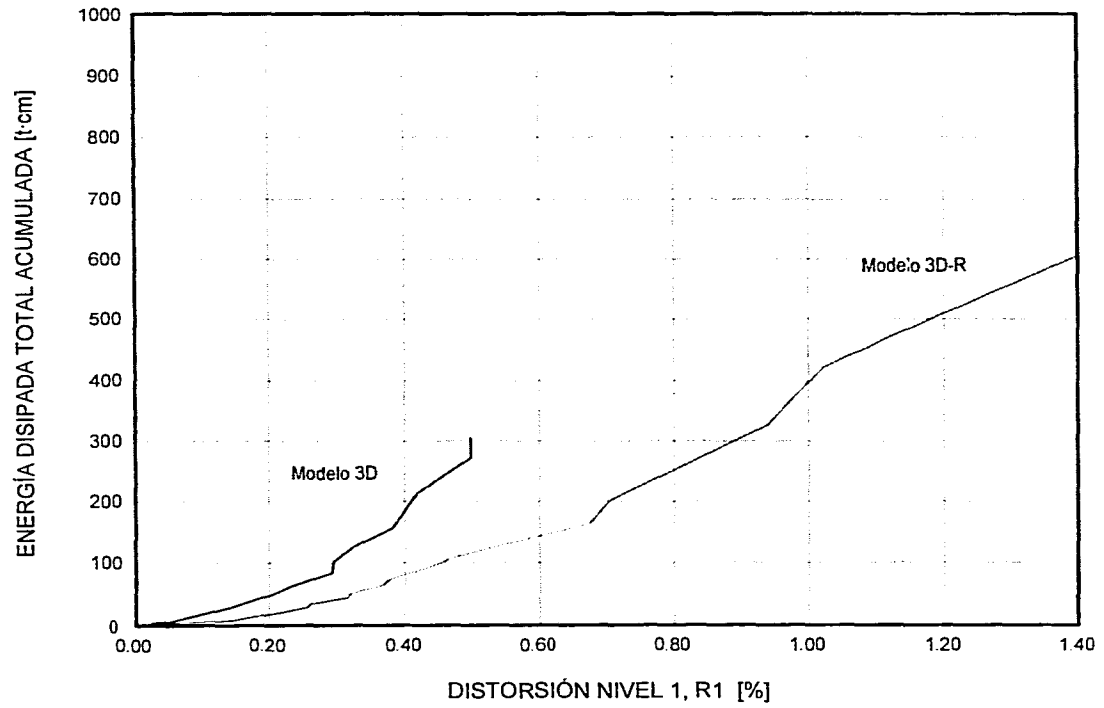


Figura 6.10 Disipación de Energía en los Modelos 3D y 3D-R

Para el ciclo 14 ($RT=0.60\%$ y $RI=0.67\%$), el N1 de 3D-R había disipado la misma energía acumulada que el modelo original (para $RT=0.35\%$ y $RI=0.50\%$). El modelo original disipó energía por trabazón mecánica y fricción a lo largo de las grietas de la mampostería mientras que el modelo rehabilitado disipó energía, además, por deformación de los alambres de la malla. La energía disipada total para N1 de 3D-R fue 2.6 veces la del modelo original. La relación entre la energía disipada acumulada de N1 respecto a la total para los modelos 3D y 3D-R fue de 0.83 y 0.69, respectivamente. Estos valores son consistentes con el nivel de daño final para ambos modelos. Las deformaciones inelásticas se concentraron en N1; N2 de 3D presentó comportamiento elástico durante el ensayo. Durante el ensayo de 3D-R, N2 se agrietó por tensión diagonal.

6.4.2 Amortiguamiento Viscoso Equivalente

Lo que hace posible que una estructura que exhibe un comportamiento inelástico resista un sismo, con una capacidad muy inferior a la que se requiere en una estructura que permanece en un comportamiento elástico es que la energía de movimiento inducida por el sismo en la estructura se disipa esencialmente a través de los ciclos de histéresis, lo que equivale a que el sistema posee un amortiguamiento equivalente muy superior al del propio material.

En la Fig. 6.11 se muestra un lazo de histéresis de un solo ciclo en términos de la relación fuerza cortante - desplazamiento. La energía introducida desde el punto *D* hasta el punto *A* se representa por el área definida por los puntos *DAE*. Cuando la estructura se lleva de *A* al punto *B*, se descarga la energía representada por el área *BAE*. Como resultado, la energía que corresponde al área *ABCD* se disipa en un ciclo de inversión de la carga. Este amortiguamiento asociado con el lazo de histéresis en el rango inelástico, se puede incorporar en un análisis dinámico al suponer un resorte que refleje las características de fuerza de restauración no elástica. Sin embargo, el análisis con un modelo de resorte de este tipo resulta complicado. En vez de ello, el amortiguamiento histerético se puede reemplazar por un amortiguamiento viscoso equivalente en la ecuación de equilibrio dinámico y realizar un análisis elástico. El concepto es que un sistema de resortes inelástico que vibra excitado por un movimiento de la base se sustituye por un sistema de resortes elásticos amortiguados, el cual está sujeto al mismo movimiento y tiene la misma frecuencia natural

y la capacidad de disipación de energía que el sistema inelástico (Wakabayashi, 1988). En un sistema equivalente de masa amortiguada, con las características de la fuerza de restauración que se muestra en la Fig. 6.11, se puede suponer que la constante del resorte es la representada por la línea OA y obtener el amortiguamiento viscoso equivalente como:

$$H_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{área de } ABD}{\Delta OAE}$$

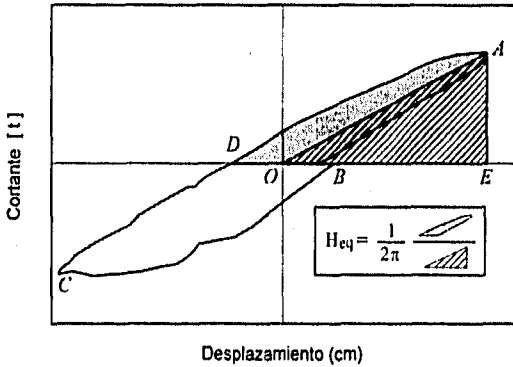


Figura 6.11 Definición de Amortiguamiento Viscoso Equivalente

Para comparar la capacidad de disipación de energía en cada semiciclo se utilizó la relación presentada en la Fig. 6.11. El amortiguamiento viscoso equivalente H_{eq} , en función de la distorsión total, para los modelos 3D y 3D-R se presenta en la Fig. 6.12. Las curvas se obtuvieron para los valores máximos del cortante basal en ciclos a la misma distorsión.

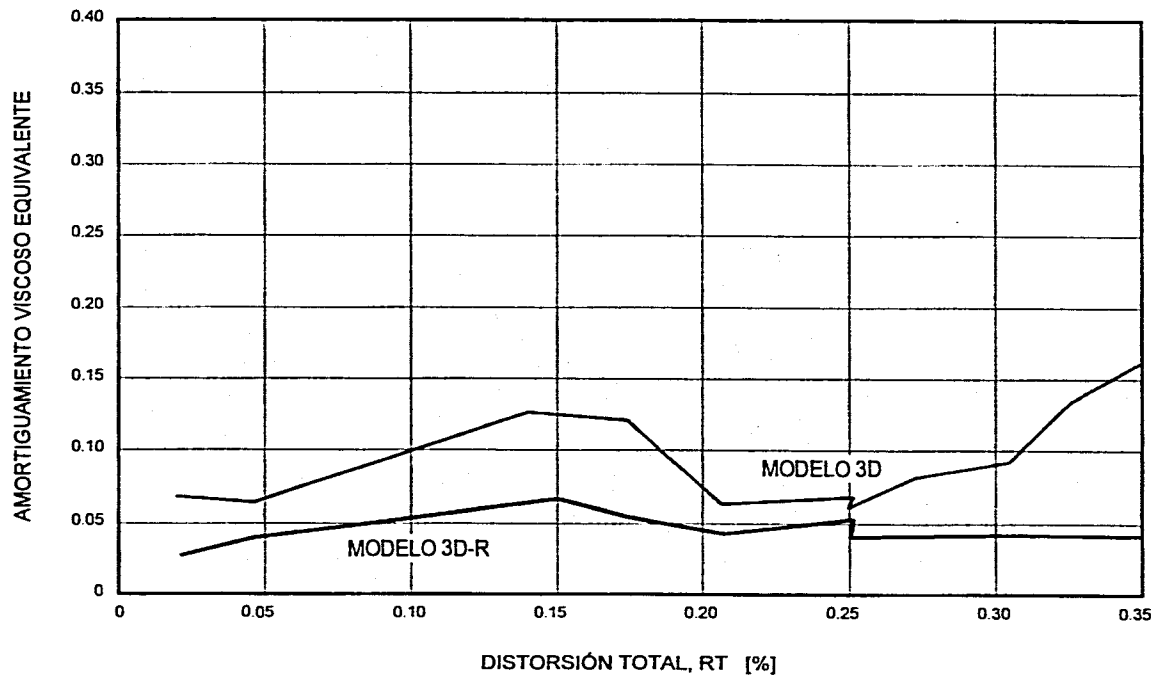


Fig. 6.12 Amortiguamiento Viscoso Equivalente

En 3D, la relación de amortiguamiento no exhibe una tendencia definida durante la prueba. El H_{eq} promedio fue de 8.5% durante los semiciclos positivos y 9.7% durante los semiciclos negativos. Los valores promedio de H_{eq} hasta el ciclo 10 fueron de 4.1 y 5.9% para los semiciclo positivo y negativo, respectivamente.

6.4.3 Componentes de Disipación de Energía

Se supuso que la energía disipada total se puede descomponer en la energía disipada por deformaciones de corte y por flexión, de acuerdo a la siguiente relación

$$E = E_c + E_f \quad (6.5)$$

donde

- E es la energía disipada total;
- E_c la energía disipada por deformaciones de corte; y
- E_f la energía disipada por deformaciones de flexión.

La energía disipada por las deformaciones de corte se calculó a partir de la curva carga lateral - deformación angular. De esta manera, la disipación de energía debida a las deformaciones por flexión se obtuvo de la diferencia entre las energías disipadas total y de cortante, $E_f = E - E_c$. Las contribuciones de las deformaciones por corte y por flexión, a la disipación de energía se obtuvieron de la siguiente relación

$$\frac{E_c}{E_t} + \frac{E_f}{E_t} = 1 \quad (6.6)$$

De acuerdo al criterio del acápite 4.2.1.1, se ha supuesto que la deformación del tablero de mampostería se puede descomponer en las debidas por cortante y por flexión a partir de las deformaciones angulares, entonces se puede escribir que

$$R = \bar{\gamma} + R_f \quad (6.7)$$

donde

- R es la distorsión medida (definida en el acápite 2.3.4),
- $\bar{\gamma}$ es la contribución de la deformación angular promedio a la distorsión, y
- R_f es la contribución de la deformación por flexión a la distorsión.

Si se estudia la Ec. 6.7 es evidente que para una distorsión R , mientras una contribución aumenta la otra disminuye. La contribución de la flexión a la distorsión R_f se calculó de la diferencia $R_f = R - \bar{\gamma}$.

A partir de los criterios de resistencia de materiales y de Seible e Igarashi (1991) se obtuvo la contribución de la flexión a la distorsión. Con el criterio de resistencia de materiales, las deformaciones por corte se determinaron a partir del cambio en la longitud de las diagonales en cada tablero solamente; esto es estrictamente válido sólo en tableros cuadrados (Aguilar, 1996).

En la Fig. 6.13 se muestra la participación de las deformaciones por flexión y corte en función de la distorsión de N1, para los muros Norte y Sur, empleando la metodología propuesta por Seible e Igarashi (1991). Las curvas presentan una tendencia similar, salvo en la magnitud de la participación de las deformaciones. Esta diferencia (45%, en promedio) coincide con la mayor participación de las deformaciones angulares en los tableros Sur. Durante los primeros ciclos de la prueba, predominaron las deformaciones por flexión presentándose fisuras horizontales en la cara exterior de los castillos. La participación de la flexión decreció en 18% al pasar del ciclo 2 ($RI=0.04\%$) al ciclo 3 ($RI=0.14\%$). Esto obedece al aumento en la distribución y anchura de las grietas horizontales, debidas a tensión por flexión, en los castillos de N1. En el transcurso del ensayo, las deformaciones por flexión disminuyeron a una tasa casi constante hasta el ciclo 12 ($RI=0.46\%$). En esta etapa, aparecieron grietas por tensión diagonal en las zonas 'rajueadas,' y se aplastó el recubrimiento de mortero en el centro de los tableros y el concreto de la parte inferior de los castillos interiores de N1. A partir de este ciclo las deformaciones por flexión disminuyeron registrándose un claro aumento de las deformaciones angulares en ambos muros.

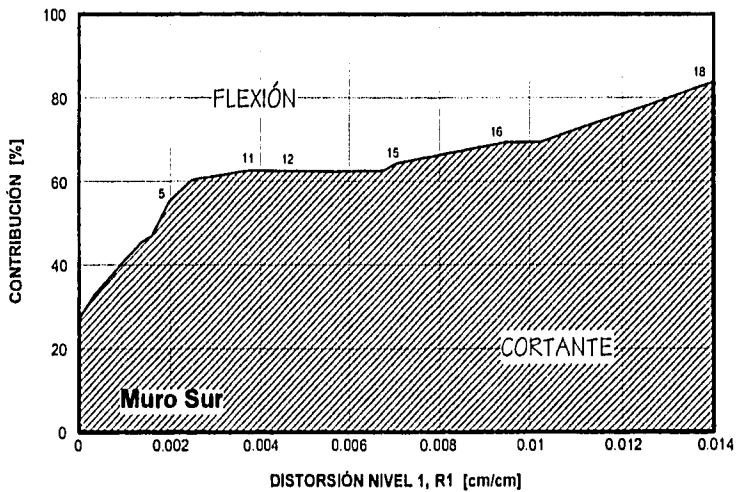
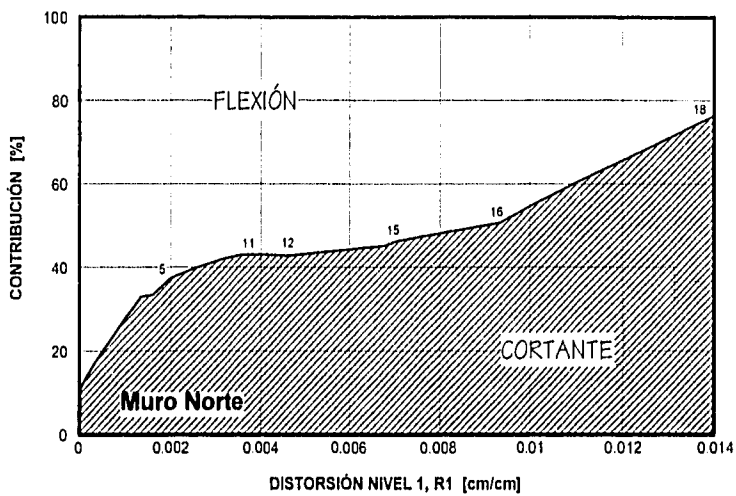


Figura 6.13 Componentes de la Energía Disipada

El aumento en la eficiencia de los alambres horizontales mantuvo la participación de la flexión hasta una distorsión de N1 de 0.67%. Los valores máximos de eficiencia de los alambres horizontales se obtuvieron en el ciclo 16 ($RI=0.94\%$), con una contribución de la flexión al desplazamiento de N1 del 50%. El predominio del corte en la distorsión de N1 coincidió con la disminución en la participación de la malla. Los tableros del muro Sur presentaron un comportamiento similar.

6.5 DUCTILIDAD EQUIVALENTE

Al ingresar en el rango de comportamiento inelástico, es deseable que los muros de mampostería puedan aceptar deformaciones laterales sin degradación o con un deterioro gradual en su resistencia ante cargas laterales. La habilidad de una estructura, componentes o materiales empleados en su construcción, de sostener su resistencia ante deformaciones que exceden el rango elástico, representa la propiedad estructural denominada ductilidad.

La ductilidad μ , se puede estimar como el cociente de cualquier deformación superior al límite elástico Δ entre la deformación de fluencia idealizada Δ_y , como se indica

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (6.8)$$

los valores Δ y Δ_y pueden representar deformaciones, desplazamientos laterales, rotaciones o curvaturas. Es conveniente distinguir diferentes ductilidades asociadas con el comportamiento y el grado de daño estructural en la estructura. Así, el límite superior de la ductilidad está dado por el desplazamiento asociado a la resistencia última Δ_u que puede corresponder al agotamiento de la resistencia o a una deformación máxima aceptable (deformación útil), $\mu_u = \Delta_u / \Delta_y$. En ocasiones se considera como Δ_u al valor asociado al 80% de la resistencia en el intervalo de degradación de la resistencia.

Para evaluar y comparar la ductilidad de los modelos original y reparado, se utilizó el criterio de Park con base en una rigidez secante correspondiente a $\frac{1}{4}$ de la carga de falla, tal como se ilustra en la Fig. 6.14. Esta carga se definió para una degradación de rigidez del 15 %. La ductilidad se calculó a partir de la envolvente cortante basal - distorsión total para los semiciclos positivos; para los semiciclos negativos se obtuvieron resultados similares. impuesto durante el ensaye destructivo y de la respuesta.

Con el criterio anterior, se obtuvo una μ de 2.1 y 2.5 para 3D y 3D-R, respectivamente. Esto significó que el refuerzo horizontal incrementó la ductilidad total en 20%. La malla de alambre contribuyó a incrementar la ductilidad y disminuir la tasa de deterioro de la rigidez inicial.

El modelo rehabilitado tuvo una rápida degradación estructural para factores de ductilidad mayores que 2.3. No obstante un factor de ductilidad de desplazamiento igual a 2.5, la demanda de ductilidad en las trabes fue nula.

El RDF toma en cuenta la respuesta inelástica de las estructuras disminuyendo las fuerzas sísmicas de diseño, mediante el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q . Este factor depende del tipo de estructuración, del periodo fundamental de vibración y de los materiales constitutivos. Las NTCM indican que se use $Q=2.0$ para muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos y dadas, sin refuerzo horizontal. En muros con refuerzo horizontal la equivalencia sería de $Q=2.5$ (debido al incremento del 25% en la resistencia permitida por las normas.

A partir de los valores de ductilidad obtenidos, se calculó el factor de comportamiento sísmico a través de la siguiente relación (Newmark y Hall, 1982):

$$Q = \sqrt{(2 \times \mu) - 1} \quad (6.9)$$

La expresión anterior es adecuada para estructuras rígidas con periodo corto, como es el caso de los modelos ensayados.

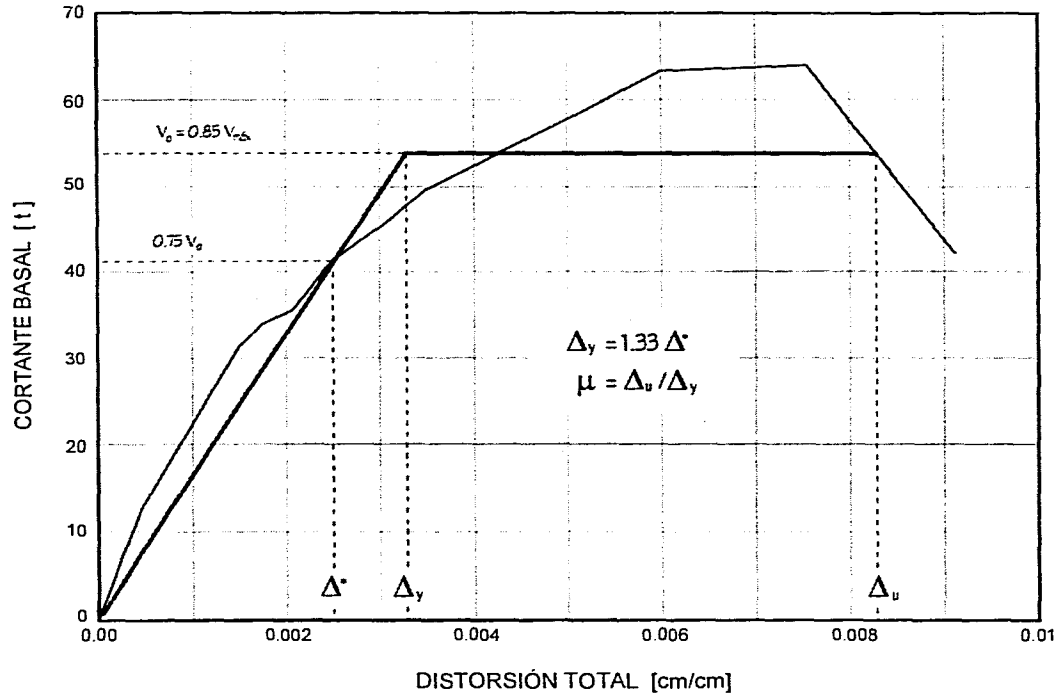


Figura 6.14 Obtención de la Ductilidad Equivalente (Modelo 3D-R)

Con la Ec. 6.9 se obtuvieron valores del factor de comportamiento sísmico de 1.8 y 2.0 para el modelo original y el rehabilitado, respectivamente.

6.6 PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL Y VIBRACIÓN LIBRE

Las pruebas de vibración ambiental pueden sobrestimar la rigidez inicial en una estructura de mampostería, dado que los resultados se obtienen para un rango de desplazamiento muy pequeño que no toma en cuenta la no-linealidad de los materiales y el rápido deterioro de la rigidez conforme aumenta el desplazamiento. La rigidez inicial de ciclo se obtuvo para un desplazamiento lateral de 0.5 mm ($RT=0.021\%$, $RI=0.017\%$).

Si se comparan los resultados de las etapas 3DR y 3DRD se observa que la rigidez disminuyó en 92% para la dirección longitudinal y en 60% en la dirección transversal. Puede observarse que en la etapa final (3DRD), la frecuencia del primer modo (en ambas direcciones) es inferior en 25% a los valores obtenidos cuando el modelo original se encontraba dañado (3DD). Debe tenerse en cuenta que el nivel del desplazamiento total impuesto a 3D-R, para llevarlo a la falla, fue 2.5 veces el desplazamiento medido en 3D. Las frecuencias para los muros de la dirección longitudinal y transversal fueron similares.

Para el modelo 3D-R dañado se registraron valores de amortiguamiento crítico h_c cercanos al 5%, comúnmente empleado en el análisis dinámico de estructuras. Los valores registrados fueron de 4.2% en la dirección longitudinal y 6% en la dirección transversal.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 RESUMEN

En el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED se ensayó una estructura de mampostería confinada rehabilitada con malla de alambre y recubrimiento de mortero (modelo 3D-R).

El modelo de dos pisos a escala natural (500 cm de longitud, 500 cm de altura y 250 cm de ancho), con losas macizas de 10 cm de espesor armadas en dos sentidos, fue construido empleando piezas de arcilla (tabique de barro rojo recocido) de anchura igual a 12.5 cm. La resistencia de las pilas y del mortero (1:4) fueron: $f'_m=38$ kg/cm² (3.7 MPa) y 135 kg/cm² (13.2 MPa) respectivamente. El peso total del edificio fue 22.9 toneladas.

El espécimen consistía de dos sistemas paralelos de muros en la dirección de carga ligados en sus extremos por dos muros en dirección ortogonal. A su vez, cada sistema estaba constituido por dos tableros de mampostería, con relaciones de aspecto de 1.0 y 1.5, ligados por medio de dadas de cerramiento y una losa de concreto. Los dos pisos tenían el mismo sistema resistente a fuerzas laterales.

La rehabilitación del primer nivel se realizó en dos etapas. En la primera fase (reparación local) se reemplazaron las piezas sueltas y se rellenaron las grietas principales con mortero de cemento; además, se sustituyó el concreto dañado en los extremos de los elementos confinantes (castillos). Para la segunda etapa (refuerzo) se colocó malla de alambre electrosoldada (6x6/10-10) por una cara en los tableros del primer nivel y un recubrimiento de mortero de 2.5 cm de espesor. Para sujetar la malla a la mampostería se utilizaron clavos y corcholatas; los alambres verticales no se anclaron a la cimentación. La variable de estudio fue el número de anclajes; en el lado Sur se emplearon 6 clavos/m² mientras que en el lado Norte la malla se sujetó con 9 clavos/m².

El segundo nivel no se reparó porque el cortante máximo aplicado (obtenido de la curva histerética cortante basal - distorsión de N2, Fig. 2.17) fue inferior a la resistencia a carga lateral de este entrepiso (29.7 t) obtenida con la Ec. 2.1 (DDF, 1987a). Tampoco se reforzó porque el cortante esperado en el segundo nivel, asociado a la falla de N1 rehabilitado, era inferior a 29.7 t (291.4 kN).

El modelo fue ensayado ante cargas laterales aplicando una historia de carga cíclica con niveles crecientes de deformación. Durante todo el ensaye se aplicó una configuración de fuerzas triangular invertida que acumula el cortante en el primer entrepiso. La prueba se realizó bajo carga vertical constante, para simular la carga gravitacional (carga viva y muerta).

El modelo 3D-R mostró un buen comportamiento inelástico a pesar de que los muros del primer nivel fallaron por corte; su resistencia se degradó sólo después de observarse anclajes desprendidos, alambres de la malla rotos, aplastamiento de la mampostería y del recubrimiento, y daños severos en los talones de los muros; este tipo de falla es característico de las construcciones de mampostería de mediana altura. Es necesario remarcar que la falla por corte resulta peligrosa, cuando no se controlan sus efectos secundarios y no se trata de evitar la degradación de resistencia y el deterioro de la mampostería.

7.2 CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos, se desarrollaron las siguientes conclusiones:

1. El comportamiento del modelo 3D-R mostró las ventajas de utilizar malla de alambre y recubrimiento de mortero como esquema de rehabilitación para muros de mampostería.
2. La resistencia remanente del modelo original (3D) coincidió con el cortante de agrietamiento obtenido con la ecuación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

3. A diferencia del modelo original, el modelo rehabilitado presentó una distribución uniforme del agrietamiento asociada a mayores deformaciones por flexión de los muros. El grado de acoplamiento fue muy bajo. El daño se concentró en el primer nivel; los tableros del muro Norte con 9 clavos/m² mostraron una distribución de daño sensiblemente más uniforme. El segundo piso no exhibió daño significativo por carga lateral.
4. Con un cortante basal de 35 t apareció agrietamiento diagonal bien definido en los muros de N1 del modelo original ($RT=0.09\%$ $RI=0.08\%$); a la misma distorsión, las caras interiores de los muros de N1 del modelo rehabilitado, se agrietaron sobre la mampostería 'rajueleada'.
5. La influencia de la flexión fue significativa hasta el tercer ciclo (desplazamiento de 0.1 cm), disminuyendo conforme se fisuraron las grietas 'rajueleadas' y aumentó el nivel de distorsión. Del ciclo 3 al ciclo 14 ($RT=0.60\%$, $RI=0.67\%$) la relación entre las deformaciones por flexión y corte fue casi constante con predominio del corte.
6. Las deformaciones angulares en los paneles de N1 aumentaron considerablemente a partir del ciclo 12 ($RT=0.42\%$, $RI=0.46\%$) cuando el refuerzo longitudinal de N1 empezó a fluir por flexión.
7. El patrón de agrietamiento y el modo de falla fue dominado por deformaciones al corte en los tableros de mampostería. Sin embargo, 3D-R exhibió mayores deformaciones por flexión que el modelo original; en la base de todos los castillos del primer nivel, se registró fluencia a tensión por flexión en el refuerzo longitudinal.
8. Las deformaciones angulares en los paneles del N1 aumentaron considerablemente a partir del ciclo 12 ($RT=0.42\%$, $RI=0.46\%$).
9. Las deformaciones de los alambres de la malla no fueron uniformes. Sin embargo, para fines de diseño se puede aceptar que los esfuerzos en los alambres serán constantes en la altura e iguales al esfuerzo nominal de fluencia del acero, afectado por un factor de eficiencia η , para corregir la uniformidad supuesta en la distribución de los esfuerzos.

10. La eficiencia de la malla fue sensiblemente mayor en el lado Norte y se alcanzó con predominio de las deformaciones por corte.

11. La eficiencia de los alambres horizontales de la malla, en su participación a la resistencia, varió con el nivel de distorsión y la relación de aspecto de los tableros. A 0.75% de distorsión total ($RI = 0.94\%$), la eficiencia máxima promedio fue de 64%.

12. El trabajo de la malla se dió por adherencia entre el mortero y la mampostería. La contribución del mortero fue significativa.

13. Para ciclos a la misma distorsión, la anchura de las grietas inclinadas de 3D-R era menor que el de 3D, lo que indica la participación de la malla para distribuir mejor el daño. Los alambres horizontales controlaron el agrietamiento, redujeron el deterioro de rigidez y resistencia y, además, contribuyeron a disipar energía y a mejorar la capacidad de desplazamiento.

14. El empleo de separadores (corcholatas) para dejar espacio entre la malla y la mampostería contribuyó a la falla de los anclajes; la eficiencia de la corcholata y clavo disminuyó al aplastarse el recubrimiento de mortero para ciclos a distorsiones mayores que las de diseño (mayores de 0.6%). Para ciclos a grandes desplazamientos la malla de alambre exhibió algunas fallas frágiles en puntos de soldadura de alambres horizontales y verticales.

15. Con el esquema de rehabilitación empleado (malla de alambre y recubrimiento de mortero) se logró incrementar 6.7 veces la rigidez remanente del modelo original. La rigidez inicial de 3D-R ($166 \text{ t-cm/cm} = 1630 \text{ kN-cm/cm}$) fue 67% de la rigidez inicial de 3D. El modelo original y el rehabilitado alcanzaron su resistencia con una degradación del 82% de su rigidez inicial; sin embargo, el 3D-R excedió en 56% la capacidad ante cargas laterales de 3D y tuvo un desplazamiento lateral 2.8 veces mayor en N1.

16. La energía disipada total para N1 de 3D-R fue 2.6 veces la del modelo original. La relación entre la energía disipada acumulada de N1 respecto a la total para los modelos 3D y 3D-R fue de 0.83 y 0.69, respectivamente.

17. El empleo de malla de alambre retrasó la formación de un 'piso débil', hasta un nivel de desplazamiento considerado como excesivo para estructuras de mampostería

18. La distorsión máxima permisible para muros reparados y reforzados con malla de alambre es del orden de 0.6%. Asociada a un agrietamiento diagonal bien definido sin penetrar en los castillos.

7.3 RECOMENDACIONES

Con base en los datos obtenidos y en las conclusiones, se recomienda que:

1. Para estructuras de mampostería confinada de hasta 5 niveles dañadas por sismo, que no presenten inestabilidad ante cargas verticales, se utilice el esquema de rehabilitación propuesto en este estudio (Fig. 7.1).
2. Antes de iniciar cualquier trabajo de rehabilitación se tomen medidas de seguridad para garantizar que la estructura dañada cuenta con la capacidad de soportar las cargas verticales previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha resistencia será necesario en los casos que se requiera, recurrir al apuntalamiento o rigidización temporal de algunas partes de la estructura; ver Capítulo IX (Construcciones Dañadas) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (DDF, 1987a).
3. Para colocar la malla de alambre se retire pintura o cualquier otro acabado sobre el muro que impida una adherencia adecuada entre la mampostería y el recubrimiento de mortero. La superficie de los tableros se debe picar (puede usarse una martelina) sobre todo en los castillos y trabes para que exista adherencia entre el concreto viejo y el recubrimiento de mortero. Para garantizar un desempeño adecuado, los alambres de la malla deben anclarse a la mampostería y a los castillos, sin separadores, utilizando no menos de 9 clavos/m² en forma cuatrapeada,; en la mampostería deben emplearse clavos para madera de 5 cm, y clavos para concreto de 2.5 cm para sujetar la malla a los castillos. De ser posible la malla deberá rodear a los castillos.
4. Emplear morteros de cemento y cal, usar arenas con granulometría sesgada hacia el extremo fino del espectro granulométrico sin granos que pasen la malla 200 y presionar el mortero contra la mampostería al colocarlo. Antes de aplicar el recubrimiento de mortero la mampostería deberá estar saturada - superficialmente seca. Todo lo anterior para mejorar la adherencia, de naturaleza mecánica (Gallegos, 1995), entre el recubrimiento de mortero y la mampostería.

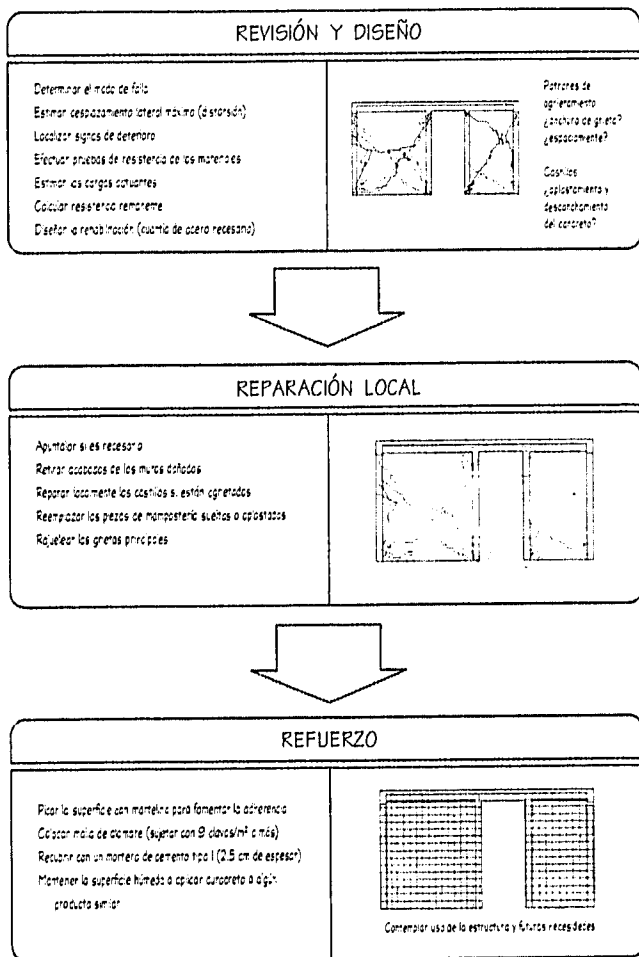


Figura 7.1 Esquema de Rehabilitación Recomendado para Estructuras de Mampostería Confinada de hasta 5 Niveles Dañadas por Sismo, que no Presenten Inestabilidad Ante Cargas Gravitacionales.

5. Los desplazamientos laterales máximos permisibles, asociados a las fuerzas cortantes horizontales, para garantizar un comportamiento estable sean iguales a 0.006 veces la diferencia de elevaciones de pisos consecutivos. En un análisis detallado se deberá revisar que la distorsión no exceda este valor considerando una rigidez igual al 20% de la rigidez inicial calculada suponiendo un comportamiento elástico lineal.

6. La capacidad remanente ante cargas laterales se estime como la resistencia al agrietamiento inclinado señalada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, utilizando un esfuerzo cortante resistente obtenido a partir de ensayos.

7. Para evaluar la contribución de los alambres horizontales de la malla a la resistencia se use un factor de eficiencia de $\eta = 0.64$ si se asegura un anclaje adecuado en los muros. Por tanto, la resistencia de una estructura reparada y reforzada con malla electrosoldada se calcula como

$$V_R = V_{RDF} + \eta (\rho_h f_y A_T + V_{mortero})$$

donde

- V_R es el cortante lateral resistente;
- V_{RDF} la resistencia a cortante lateral (Ec. 2.1);
- $V_{mortero}$ la contribución del mortero de recubrimiento igual a $\sqrt{f'_c} b d$;
- η el factor de eficiencia de los alambres horizontales de la malla;
- f_y el esfuerzo nominal de fluencia del acero de la malla;
- A_T el área transversal (vertical) de muros en la dirección de carga; y,
- ρ_h la cuantía del refuerzo horizontal, calculada como

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{s \cdot t}$$

dado que

- A_{sh} es el área del alambre horizontal;
- s el paso de la malla o separación entre los alambres horizontales; y,
- t espesor del muro;

La expresión anterior no considera otros mecanismos resistentes a cortante como la acción de dovela, asociada al refuerzo longitudinal en castillos.

Si se emplea el esfuerzo de fluencia real de los alambres de la malla, se obtienen valores más cercanos a la resistencia.

REFERENCIAS

- Aguila, V., Delfin, F., y Astroza, M., 1988, "Estudio Experimental de Soluciones de Reparación y Refuerzo para Elementos de Albañilería," Depto. de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Publicación Seis I 1/88 (221), Universidad de Chile, Santiago, Chile, 213 pp.
- Aguilar, G., 1996, "Efecto del Refuerzo Horizontal en el Comportamiento de Muros de Mampostería Confinada ante Cargas Laterales," Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, 200 pp.
- Alcocer, S.M., Sánchez, T.A., y Meli, R., 1993a, "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, pp. 416-423.
- Alcocer, S.M., y Meli, R., 1993b, "Experimental Program on the Seismic Behavior of Confined Masonry Structures," Sixth North American Masonry Conference, Filadelfia, Pensilvania, V2:693-704 pp.
- Alcocer, S.M., *et al.*, 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, 53-76 pp.
- Alcocer, S.M., *et al.*, 1994b, "Comportamiento ante Cargas Laterales de Sistemas de Muros de Mampostería Confinada con Distintos Tipos de Refuerzo Horizontal," Cuaderno de Investigación, CENAPRED, No. 17, 77-94 pp.
- Alcocer, S.M. y Klingner, R.E., 1994c, "Masonry Research in the Americas," *Masonry in the Americas*, SP-147, Instituto Americano del Concreto, 28 pp.

- Badoux, M.E., 1990, "Seismic Retrofitting of Reinforced Concrete Structures with Steel Bracing Systems," Tesis Doctoral, Universidad de Texas en Austin.
- Bazán, E., 1980, "Muros de Mampostería ante Cargas Laterales Estudios Analíticos," Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, 94 pp.
- Breña, S., 1990, "An Overview of Rehabilitation Techniques Used in Reinforced Concrete Buildings in Mexico City," Tesis de Maestría, Universidad de Texas en Austin, 180 pp.
- Clough, R., y Penzien, J., 1975, "Dynamics of Structures," McGraw-Hill Kogakusha, Ltd, 634 pp.
- Delfín, F., *et al.*, 1992, "Estudio Experimental de Soluciones de Reparación para Muros de Albañilería de Bloque de Hormigón con Daño de Tipo Sísmico," IX Jornadas Chilenas del Hormigón, La Serena, Chile, pp. 119-123.
- Delfín, F., *et al.*, 1991, "Evaluación de la Eficiencia de Soluciones de Reparación para Muros de Daños de Tipo Sísmico en Muros de Albañilería Confinada," Primer Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y III de Control de Calidad, Córdoba, Argentina.
- Departamento del Distrito Federal, 1987a, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 100 pp.
- Departamento del Distrito Federal, 1987b, "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 73 pp.
- Departamento del Distrito Federal, 1987c, "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño por Sismo," Gaceta Oficial del Departamento del D. F., 21 pp.
- Departamento del Distrito Federal, 1989, "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 19 pp.

- Díaz, R., y Vázquez del Mercado, R.R., 1995, "Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada Reforzados Horizontalmente," Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 215 pp.
- Flores, L., 1995, "Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada," Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 106 pp.
- Gere, J. y Timoshenko, S., 1986, "Mecánica de Materiales", Grupo Editorial Iberoamericano, Segunda Edición, México D.F., 825 pp.
- Gulkan, P., Mayes, R.L., y Clough, R.W., 1979, "Shaking Table Study of Single-Story Masonry Houses, Volume 1: Test Structures 1 and 2," Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-79/23, Universidad de California, Berkeley, California.
- Gulkan, P., Mayes, R.L., y Clough, R.W., 1979, "Shaking Table Study of Single-Story Masonry Houses, Volume 2: Test Structures 3 and 4," Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-79/24, Universidad de California, Berkeley.
- Hernández, O., 1981, "Procedimientos de Reparación de Estructuras Dañadas por Sismo (Primera Etapa)," Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 0731, México.
- Hernández, O., y Meli, R., 1976, "Modalidades de Refuerzo Para Mejorar el Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería," Instituto de Ingeniería, Serie Azul No. 386, UNAM, 34 pp.
- Hernández, O., 1988, "Comportamiento y Diseño de Elementos de Mampostería," División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- IMCYC, 1989, "Práctica para Dosificar Concreto Normal, Concreto Pesado y Concreto Masivo," Ed. Limusa, México D.F., pp.
- Kahn, L.F., 1984, "Shotcrete Retrofit for Unreinforced Brick Masonry," Memorias de la Eighth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, San Francisco, U.S.A., pp. 583-590.

- Maldonado, N.G., y Olivencia, L., 1992, "Techniques Used to Repair Seismic-Resistant Masonry Walls," *Memorias de la Tenth World Conference on Earthquake Engineering*. Madrid, España.
- Meli, R. y Hernández, O., 1971, "Propiedades de Piezas para Mampostería Producidas en el D.F.," Instituto de Ingeniería, Serie Azul No. 297, UNAM, 46 pp.
- Meli, R., 1975, "Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería," Serie No. 352, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., 140 pp.
- Meli, R., 1992, "Comentarios a las Normas Técnicas para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el D.F.," Instituto de Ingeniería, UNAM, 119 pp.
- Meli, R., 1994a, "Mampostería Estructural. La Práctica, la Investigación y el Comportamiento Sísmico Observado en México," Cuaderno de Investigación, CENAPRED, No. 17, pp. 3-23.
- Meli, R., Alcocer S.M., y Díaz-Infante, L.A., 1994b, "Características Estructurales de la Vivienda de Interés Social en México," Cuaderno de Investigación, CENAPRED, No. 17, pp. 25-52.
- Park, F., y Paulay, T., 1994, "Estructuras de Concreto Reforzado," Editorial Limusa, Séptima Reimpresión, México D.F., 334-337 pp.
- Ruiz, J., 1995, "Comportamiento de la Rehabilitación de una Estructuras de Mampostería Confinada de Dos Niveles a Escala Natural," Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Sánchez, T.A., 1996, "Comportamiento de Estructuras de Mampostería Confinada Sujetas a Cargas Laterales," Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Sheppard, P., y Terceij, S., 1980, "The Effect of Repair and Strengthening Method for Masonry Walls," *Memorias del Seventh World Conference on Earthquake Engineering*, Estambul, Turquía.

- Sugano, S., 1992, "Research and Design for Seismic Retrofit of Existing Buildings in Japan," *Memorias del Simposio Internacional sobre Prevención de Desastres Sísmicos*, México, D.F., pp. 91-106.
- Terán, A., 1988, "Review of Repair Techniques for Earthquake Damaged Reinforced Concrete Buildings," *Tesis de Maestría*, Universidad de Texas en Austin, 112 pp.
- Wakabayashi, M., y Martínez E., 1988, "Diseño de Estructuras Sismorresistentes", Ed. Mc Graw-Hill, México, D.F., 418 pp.
- Wyllie, L., 1983, "Seismic Strengthening Procedures for Existing Buildings," *Strengthening of Building Structures - Diagnosis and Theory*, IABSE Symposium, Venecia, Italia, pp. 363-370.