

01161 11
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

División de Estudios de Posgrado
FACULTAD DE INGENIERIA

REPARACION Y REFUERZO DE UNA ESTRUC-
TURA TRIDIMENSIONAL DE MAMPOSTERIA
CONFINADA DE DOS NIVELES A ESCALA
NATURAL

T E S I S

Que para obtener el Grado de
MAESTRIA EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

p r e s e n t a

JORGE RUIZ GARCIA



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

México, D. F.

1995

FALLA DE ORIGEN



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 está 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.

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
Facultad de Ingeniería

**REPARACION Y REFUERZO DE UNA ESTRUCTURA TRIDIMENSIONAL
DE MAMPOSTERIA CONFINADA DE DOS NIVELES
A ESCALA NATURAL**

Jorge Ruiz García

TESIS

Presentada a la División de Estudios de Posgrado de la

**FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**como requisito para obtener
el grado de
MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)**

**CIUDAD UNIVERSITARIA
Noviembre de 1995**

A mis Padres.

Gracias a mi Padre, Juan Ruiz, por ser ejemplo de honestidad y deseos de superación. Por ti se que no se requiere un grado académico para ganarse el aprecio y respeto de las personas.

Gracias a mi Madre, Martha García, cuya presencia ha sido fundamental en mi vida. Mi Padre y Yo nunca podremos recompensarte la dedicación y el cariño que nos brindas.

CONTENIDO

CONTENIDO	i
CAPITULO 1 ESTUDIOS EXPERIMENTALES PREVIOS	
1.1 ASPECTOS GENERALES	1
1.2 REHABILITACION DE ESTRUCTURAS DAÑADAS POR SISMOS	1
1.2.1 Inspección y Evaluación Preliminar de la Capacidad Sísmica	2
1.2.2 Estrategia para la Rehabilitación Sísmica	5
1.3 REHABILITACION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA	
1.3.1 Tipo de Daño y Criterios de Evaluación	9
1.3.2 Mampostería de Piedra y No Reforzada	10
1.3.3 Mampostería Confinada	12
1.3.3.1 Relleno de las Grietas Principales	13
1.3.3.2 Empleo de Refuerzo en el Agrietamiento Principal	19
1.3.3.3 Inserción y Anclaje de Alambres de Acero	19
1.3.3.4 Malla de Alambre y Recubrimiento de Mortero	23
1.3.4 Mampostería Reforzada	35
1.4 RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LOS ESTUDIOS EXPERIMENTALES PREVIOS	36
1.5 OBJETIVOS Y ENFOQUE DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL	37
CAPITULO 2 COMPORTAMIENTO DEL MODELO ORIGINAL	
2.1 INTRODUCCION	39
2.2 ANTECEDENTES	
2.2.1 Comportamiento y Diseño Sísmico de Estructuras de Mampostería Confinada en la Ciudad de México	39
2.2.2 Programa de Investigación del CENAPRED	40
2.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL DEL MODELO ORIGINAL	
2.3.1 Objetivos y Alcance	43
2.3.2 Geometría del Modelo Original	44
2.3.3 Criterio de Diseño, Detallado y Comportamiento Esperado	45
2.3.4 Construcción del Modelo 3D	49
2.3.5 Mecanismo de Carga	53
2.3.6 Instrumentación	54
2.3.7 Captura de Datos	58
2.4 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA	
2.4.1 Ensayes de Vibración Ambiental	58
2.4.2 Ensaye Destructivo	60
2.5 RESULTADOS DEL EXPERIMENTO	
2.5.1 Secuencia de Daño y Respuesta Histerética	61
2.5.2 Comportamiento General del Modelo 3D	67
2.6 CONCLUSIONES	69

CAPITULO 3	PROGRAMA EXPERIMENTAL DEL MODELO REHABILITADO	
3.1	INTRODUCCION	71
3.2	EVALUACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS REMANENTES DEL MODELO ORIGINAL	
3.2.1	Objetivo	71
3.2.2	Resistencia Remanente	72
3.2.3	Rigidez Remanente	73
3.3	CRITERIO DE DISEÑO	
3.3.1	Influencia del Refuerzo Vertical y Horizontal	74
3.3.2	Resistencia a Cortante	77
3.3.3	Resistencia a Cortante por Flexión	79
3.3.4	Resistencias Esperadas del Modelo Rehabilitado	80
3.4	CONSTRUCCION DE LA REHABILITACION DEL MODELO ORIGINAL	83
3.5	PROCEDIMIENTO DE PRUEBA	
3.5.1	Ensayes de Vibración Ambiental	93
3.5.2	Dispositivo de Carga e Instrumentación	95
3.5.3	Ensaye Destructivo	96
CAPITULO 4	COMPORTAMIENTO GENERAL DEL MODELO 3D-R	
4.1	INTRODUCCION	99
4.2	DEFINICION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA RESPUESTA	
4.2.1	Componentes de la Distorsión de los Muros del 3D-R	99
	4.2.1.1 <i>Deformaciones Angulares</i>	100
	4.2.1.2 <i>Rotaciones y Curvaturas</i>	106
4.3	DESCRIPCION DEL ENSAYE	
4.3.1	Secuencia de Daño y Respuesta Histerética	106
4.3.2	Deformaciones Angulares	137
4.3.3	Rotaciones y Curvaturas	141
4.3.4	Envolturas de la Respuesta	149
4.3.5	Estado Final de los Materiales Empleados en la Rehabilitación	150
CAPITULO 5	COMPORTAMIENTO INTERNO DEL MODELO 3D-R	
5.1	INTRODUCCION	154
5.2	ANALISIS DE LOS DEFORMIMETROS	154
5.2.1	Castillos	158
5.2.2	Dalas	164
5.2.3	Losas	168
5.2.4	Malla de Alambre	168
5.2.5	Paneles de Mampostería	176
CAPITULO 6	ANALISIS DE RESULTADOS	
6.1	INTRODUCCION	178
6.2	CONTRIBUCION DE LAS DEFORMACIONES A LA DISTORSION	
6.2.1	Deformaciones por Flexión y Corte	178

6.3	INFLUENCIA DEL REFUERZO HORIZONTAL	181
6.4	INFLUENCIA DEL REFUERZO VERTICAL	188
6.5	RIGIDEZ	188
	6.5.1 Rigidez Inicial	192
	6.5.2 Rigidez Equivalente	192
	6.5.3 Rigidez de Ciclo	193
	6.5.4 Influencia del Refuerzo Horizontal en la Rigidez	199
6.6	RESISTENCIA	199
	6.6.1 Efecto del Acoplamiento a Flexión	201
	6.6.2 Influencia del Refuerzo Horizontal en la Resistencia	203
	6.6.3 Mecanismos Resistentes a Cortante	203
6.7	CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO Y DUCTILIDAD	207
	6.7.1 Ductilidad Equivalente	208
	6.7.2 Influencia del Refuerzo Horizontal en la Ductilidad	212
6.8	DISIPACION DE ENERGIA Y AMORTIGUAMIENTO HISTERETICO EQUIVALENTE	212
	6.8.1 Disipación de Energía	214
	6.8.2 Amortiguamiento Histerético Equivalente	217
6.9	PRUEBAS DE VIBRACION AMBIENTAL Y VIBRACION LIBRE	218
	6.9.1 Propiedades Dinámicas	220
6.10	MODO DE FALLA	222
CAPITULO 7 CONSIDERACIONES DE EVALUACION, DISEÑO, CONSTRUCCION Y ANALISIS		
7.1	INTRODUCCION Y ALCANCE	223
7.2	CONSIDERACIONES DE EVALUACION	223
7.3	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	227
	7.3.1 Resistencia de Diseño a Cortante	228
	7.3.2 Resistencia a Cortante por Flexión	229
	7.3.3 Resistencias Esperadas y Medidas del Modelo 3D-R	230
	7.3.4 Criterio de Diseño	230
7.4	CONSIDERACIONES DE CONSTRUCCION	
	7.4.1 Materiales	233
	7.4.2 Preparación de la Superficie de los Muros	234
	7.4.3 Elementos Confinantes	235
	7.4.4 Tipo y Densidad de Anclaje	236
	7.4.5 Disposición de la Malla de Alambre	237
7.5	CONSIDERACIONES DE ANALISIS	
	7.5.1 Desplazamiento Lateral Permisible en Estructuras de Mampostería Confinada	238
	7.5.2 Capacidad de Desplazamiento en Regiones Epicentrales	239
	7.5.3 Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	239
CAPITULO 8 RESUMEN Y CONCLUSIONES		
8.1	RESUMEN DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL	243

8.2	CONCLUSIONES	243
8.3	RECOMENDACIONES	245
8.4	INVESTIGACIONES PROPUESTAS	247

REFERENCIAS	248
--------------------	------------

CAPITULO 1

ESTUDIOS EXPERIMENTALES PREVIOS

1.1 ASPECTOS GENERALES

En los últimos años, la investigación sobre la idoneidad de técnicas de reparación y refuerzo, principalmente en estructuras de concreto y mampostería, ha tenido un gran desarrollo. Ello se debe a la necesidad de rehabilitar, en la mayoría de los casos, edificaciones urbanas de carácter histórico y habitacional que han sufrido daño por el efecto destructivo de los sismos. En algunos otros casos, por requisitos normativos más severos o la inquietud de los propietarios de inmuebles ante posibles daños en sismos futuros, la necesidad de rehabilitar estructuras se ha incrementado. Desafortunadamente, la evaluación de las características estructurales originales, así como el análisis y diseño de la estructura rehabilitada, se realizan, hasta la fecha, con pocas guías técnicas de tipo cuantitativo. Dada la aceptación de la mampostería confinada como sistema constructivo en México, en este capítulo se presenta una revisión de los métodos de rehabilitación aplicables a la práctica constructiva actual. El capítulo inicia con una revisión cualitativa del proceso de rehabilitación para estructuras dañadas por sismos. Se presentan algunos métodos de rehabilitación para estructuras de mampostería, evaluados experimentalmente como parte de diversos programas de investigación, describiendo sus características principales y los resultados obtenidos. Finalmente, se plantean estudios a seguir para complementar el conocimiento de la rehabilitación de estructuras de mampostería y se indican los objetivos de esta investigación.

1.2 REHABILITACION DE ESTRUCTURAS DAÑADAS POR SISMOS

Para fines de este estudio se definen los siguientes conceptos, mostrados en la Fig. 1.1.

Reparación: Tiene por objeto la recuperación de las propiedades originales de una estructura, o de sus elementos constitutivos, que ha sufrido daño ante un evento sísmico. Una estructura dañada puede presentar deficiencias en resistencia, ductilidad, o la combinación de ambas.

Refuerzo: Consiste en el mejoramiento de las propiedades originales de una estructura, o de sus elementos constitutivos, dañada o no sísmicamente. El refuerzo de una estructura tiene por objeto disminuir la vulnerabilidad del inmueble, adecuarse a la normatividad vigente, o la combinación de ambas.

Reestructuración: Cuando el exceso de flexibilidad, la asimetría e irregularidad en planta y/o elevación son el origen principal de los daños en un inmueble, es necesario modificar la estructuración original para devolverle su funcionalidad. Incluye la demolición parcial o total de los elementos originales y la construcción de nuevos elementos resistentes, tanto a carga vertical como a lateral.

Rehabilitación: Consiste en el proceso de recuperación y mejoramiento de las características originales de una estructura o elementos constitutivos, para devolver o incrementar la funcionalidad y seguridad ante eventos sísmicos futuros. Un método de rehabilitación debe restaurar o incrementar la resistencia, ductilidad, o bien la combinación de ambas. Asimismo, debe proporcionar un balance entre

la rigidez y/o resistencia entre los elementos estructurales, nuevos y existentes, que constituyen la estructura.

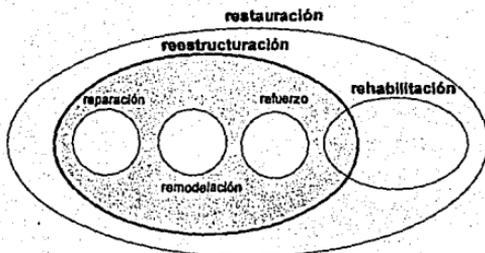


Figura 1.1 Aspectos Relacionados con una Rehabilitación (Sugano, 1992)

De esta manera, el proceso de rehabilitación estructural para estructuras dañadas por sismos, puede dividirse en tres etapas básicas:

a) La primera etapa consiste en una inspección visual acompañada de un levantamiento cuidadoso de los daños, para estimar las causas y el grado de deterioro del inmueble. Deben adoptarse medidas de emergencia ante eventuales repeticiones del fenómeno. Desde el inicio del proceso, se debe asegurar el funcionamiento temporal de la estructura, mediante sistemas adecuados de apuntalamiento y soporte.

b) A partir de la información recabada, la siguiente etapa consiste en la clasificación y evaluación preliminar de los daños, con la intención de definir si la estructura se debe demoler o se puede rehabilitar. Actualmente, es posible apoyarse en métodos simplificados, aunque aproximados, para evaluar la capacidad sísmica de la estructura.

c) En caso de ser factible la rehabilitación, la última etapa consiste en elegir el método de reparación y/o refuerzo adecuado.

1.2.1 Inspección y Evaluación Preliminar de la Capacidad Sísmica

Dada la importancia de esta etapa, los trabajos deben ser llevados a cabo por personal calificado, auxiliándose con un equipo de trabajo de número mínimo. Para una correcta inspección y evaluación de daño es necesario identificar el sistema de la estructura y de la cimentación del inmueble. La información recopilada debe incluir la descripción y ubicación de los elementos dañados y el tipo de

daño y su posible causa. Se debe señalar la forma y el ancho de grietas, la magnitud de las deformaciones excesivas, el pandeo del refuerzo, el aplastamiento del concreto, los desplomos, etc. De ser necesario para ubicar los daños y recolectar los datos estructurales, se deben retirar los recubrimientos y acabados necesarios. Cuando las propiedades mecánicas de los materiales no estén disponibles, o bien, en estructuras que han resentido sismos previos, deberá aplicarse el juicio ingenieril para cuantificar la capacidad de los materiales, o bien recurrir a ensayos destructivos y no-destructivos. Asimismo, se deberán identificar los elementos no-estructurales que pudieron afectar el comportamiento global, o local, de la estructura y de sus elementos. Se sugiere recopilar la información mediante un formato elaborado previamente, el cual debe incluir los siguientes conceptos (Iglesias *et al.*, 1988):

- a) Identificación del edificio. Ubicación y daño de las colindancias (edificios, vías de comunicación, etc.)
- b) Sistema estructural empleado. Marcos rígidos de concreto reforzado o acero que incluyen, o no, sistemas de contraventeo metálico, contraventeo de concreto o muros de cortante; marcos de ambos materiales con muros diafragma de mampostería, con o sin contraventeo; marcos a base de elementos precolados de concreto; marcos híbridos de concreto y acero, etc. Para los sistemas de piso se tienen vigas y losas macizas, losas planas o aligeradas sin vigas, vigueta y bovedilla, *losacero*, etc.
- c) Cimentación. Cimentación de piedra, zapatas aisladas o corridas, sistemas reticulares de contratraves con o sin muros, cimentaciones parcial o totalmente compensadas, pilotes de fricción o de punta, o bien, la combinación de los sistemas mencionados.
- d) Daños en elementos estructurales. Columnas, vigas, uniones viga-columna, sistemas de piso, muros de concreto o mampostería, contraventeos, etc.
- e) Daños en elementos no estructurales. Elementos divisorios prefabricados o de mampostería, elementos de fachada, vidrios, aplanados, recubrimientos, plafones, instalaciones sanitarias, eléctricas, etc.
- f) Problemas de estructuración. Discontinuidades de rigidez o resistencia en planta o elevación, mezanines, columnas cortas, columnas de doble altura, desplomos iniciales, etc.
- g) Posible causa de daños. Insuficiencia en resistencia o rigidez, planta baja débil, golpeteo con edificios adyacentes, volteo, etc.

Una vez concluida esta inspección inicial, es posible continuar con la clasificación y evaluación preliminar del daño, así como plantear las medidas a seguir. Durante esta etapa, se pueden incluir métodos simplificados para evaluar la capacidad sísmica de la estructura (Iglesias *et al.*, 1987). Sin embargo, estos métodos han sido desarrollados para estructuras de concreto reforzado de mediana altura, siendo necesario adecuarlos a otro tipo de sistemas como los edificios de mampostería confinada o reforzada. Las medidas adoptadas pueden variar desde una rehabilitación menor, para recuperar la capacidad de los elementos estructurales, hasta la demolición del inmueble por considerar agotada su capacidad estructural, según se presenta en la Tabla 1.1 (Iglesias *et al.*, 1988). La Tabla 1.1 permite clasificar el tipo de daño y una evaluación preliminar en función de la anchura de las grietas observadas en los elementos de concreto, o bien, en muros de mampostería. La elaboración de la tabla se basó en experiencias previas, desarrolladas en México y Japón.

Tabla 1.1 Clasificación y Evaluación del Tipo de Daño (Iglesias, 1988)

CLASIFICACION	TIPO DE DAÑO	EVALUACION
No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales	No existe reducción en la capacidad sísmo-resistente. No se requiere desocupar. La reparación consistirá en la restauración de los elementos no estructurales
Estructural Ligero	Grietas de menos de 0.5 mm de ancho en elementos de concreto. Fisuras y caída de aplados en paredes y techo. Grietas de menos de 3 mm de ancho en muros de mampostería.	No existe reducción en la capacidad sísmo-resistente. No se requiere desocupar. La reparación consistirá en la restauración de los elementos dañados.
Estructural Fuerte	Grietas de 0.5 a 1 mm de ancho en elementos de concreto. Grietas de 3 a 10 mm de ancho en muros de mampostería	Existe una reducción importante en la capacidad sísmo-resistente. Debe desocuparse y mantenerse sólo acceso controlado, previa rehabilitación temporal. Es necesario realizar un proyecto de reparación para la restauración y el refuerzo de la estructura.
Estructural Grave	Grietas de más de 1 mm de ancho en elementos de concreto. Desprendimiento del concreto, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en columnas y muros de concreto. Arietamiento de losas planas alrededor de las columnas. Aberturas en muros de mampostería. Desplomos en columnas de más de 1:100 de su altura. Desplomo del edificio de más de 1:100 de su altura.	Existe una reducción importante en la capacidad sísmo-resistente. Debe desocuparse y suprimirse el acceso y la circulación en la vecindad. Es necesario proteger la calle y los edificios vecinos mediante rehabilitación temporal, o proceder a la demolición urgente. De ser posible deberá recurrirse a una evaluación definitiva que permita decidir si procede la demolición o bien el refuerzo generalizado de la estructura.

1.2.2 Estrategia para la Rehabilitación Sísmica

Antes de desarrollar una estrategia de rehabilitación sísmica se deben determinar de la manera más completa las posibles causas de daño en la estructura. Por tanto, es de suma importancia una correcta inspección, clasificación y evaluación preliminar del inmueble. La elección del método de rehabilitación debe ser acorde a sus necesidades estructurales, así como a factores económicos y sociales. A partir de un evento sísmico, una estructura puede presentar deficiencias en resistencia, rigidez, ductilidad, o una combinación de estas propiedades. El método de rehabilitación elegido debe tener por objeto recuperar la funcionalidad del inmueble, de manera que cumpla con los requerimientos de resistencia y servicio dispuestos en los códigos, usualmente modificados después de un sismo severo.

Básicamente, la rehabilitación sísmica consiste en la modificación de la combinación resistencia-ductilidad, la cual además involucra un apropiado balance entre resistencia y rigidez. La *ductilidad* se define como la capacidad de deformación inelástica sin deterioro de resistencia. Conceptualmente, la *calidad sísmica* de la resistencia se puede asociar a su ductilidad disponible (Badoux, 1987). En la Fig. 1.2 se muestra en forma cualitativa la relación entre la resistencia requerida, $R(d)$, y la ductilidad, d , de una estructura con comportamiento inelástico.

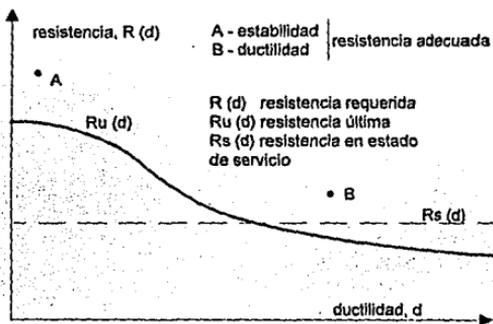


Figura 1.2 Relación Cualitativa de la Resistencia Requerida y la Ductilidad (Badoux, 1987)

Cuando se limita el desplazamiento al rango elástico, la resistencia requerida se obtiene de las fuerzas de diseño sin reducir por ductilidad. La ventaja de una estructura con comportamiento dúctil sobre una estructura frágil, con resistencias similares, consiste en su mejor capacidad de disipación de energía y de desplazamiento. En la figura, los puntos A y B representan dos estructuras que satisfacen la resistencia última. La estructura A tiene limitada ductilidad y depende de su resistencia para soportar los eventos sísmicos mientras que la estructura B depende de su ductilidad. La adecuada concordancia entre los requerimientos mínimos de resistencia última y de servicio definen el nivel de *aceptabilidad sísmica* de una estructura. En la Fig. 1.3 se ilustra este concepto. La *zona sísmicamente adecuada* de la

gráfica se encuentra limitada por un nivel mínimo de ductilidad, para evitar una falla frágil, y por la resistencia requerida para cumplir con condiciones de servicio, impidiendo desplazamientos laterales excesivos.

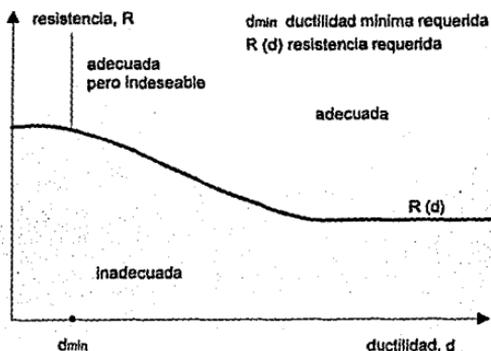


Figura 1.3 Aceptabilidad Sísmica de la Estructura (Badoux, 1987)

A partir de esta definición, en la Fig. 1.4 se muestran los tres criterios básicos de rehabilitación, en función de la resistencia y la ductilidad. El primero (I) contempla un aumento en resistencia con disminución de ductilidad, mientras el segundo (II) consiste en un aumento de ambas propiedades. Un aumento en ductilidad y disminución de resistencia, es un criterio difícil de conseguir en la práctica. La inclusión de un muro como relleno de un marco existente de concreto reforzado permite ejemplificar el primer criterio (I). En el segundo criterio (II) se puede incluir el ensanchamiento del elemento que ha sufrido daño, mediante nuevos materiales como el concreto reforzado o placas de acero, denominado *encamisado*.

Para ilustrar la relación entre la resistencia y la ductilidad al emplear diferentes métodos de rehabilitación comúnmente empleados en el Japón (Sugano, 1992), como la adición de nuevos elementos en un marco de concreto y el refuerzo en columnas, se muestran las relaciones típicas fuerza - desplazamiento (Figs. 1.5 y 1.6). Las curvas resumen los resultados experimentales obtenidos a partir de diferentes estudios. En general, el relleno de un marco existente con nuevos elementos disminuyó la capacidad de desplazamiento mientras se incrementaron la resistencia y rigidez laterales. Por el contrario, las técnicas utilizadas para reforzar columnas incrementaron tanto la resistencia como la capacidad de desplazamiento del elemento original.

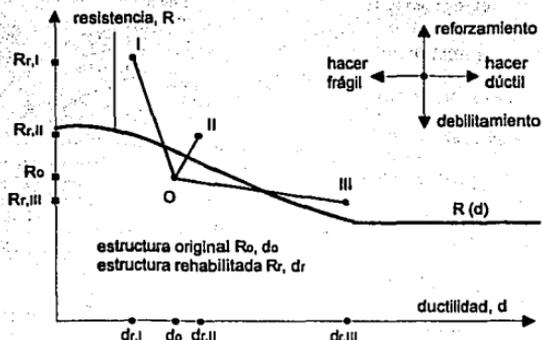


Figura 1.4 Criterios Básicos de Rehabilitación (Badoux, 1987).

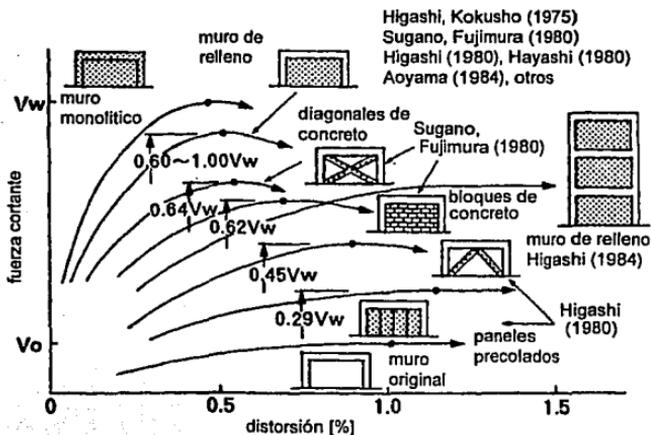


Figura 1.5 Relaciones Típicas Carga - Desplazamiento de Marcos Rehabilitados con Varias Técnicas (Sugano, 1992)

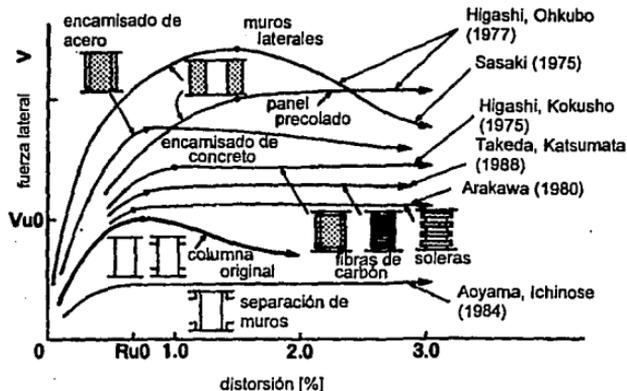


Figura 1.6 Relaciones Típicas Carga - Desplazamiento de Columnas Reforzadas con Varias Técnicas (Sugano, 1992)

Reconociendo que la respuesta sísmica de una estructura depende de sus propiedades dinámicas, durante la selección del método de rehabilitación se debe considerar la modificación que el comportamiento dinámico del edificio pueda experimentar después de la rehabilitación. Aquélla se debe, principalmente, a un incremento o disminución del periodo fundamental de vibración del inmueble, debido a cambios en cantidad y en las distribuciones de masa y/o rigidez de la estructura.

Usualmente, el primer modo de vibración controla la respuesta. En la Fig. 1.7 se presenta como la resistencia elástica requerida, $R_e(T)$, varía con el periodo T . Este espectro elástico tiene tres intervalos de periodo: un intervalo de periodo medio que requiere una respuesta alta, un intervalo de periodo donde la resistencia requerida disminuye conforme se aleja del periodo dominante del suelo y un intervalo de periodo corto donde la estructura es demasiado rígida para ser excitada. Así, debe verificarse la influencia del cambio en el periodo sobre la redistribución de fuerzas laterales inducidas en la estructura, en combinación con las cargas gravitacionales, o bien, la influencia del cambio en la masa y su efecto en el sistema de cimentación a fin de evitar un comportamiento indeseable en la estructura.

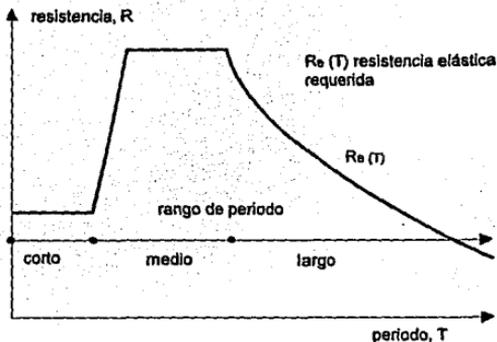


Figura 1.7 Espectro Cualitativo de Diseño Elástico (Badoux, 1987)

1.3 REHABILITACION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

1.3.1 Tipo de Daño y Criterios de Evaluación

Los desplazamientos laterales impuestos a las edificaciones a base de muros de mampostería, originados por la acción sísmica, generan esfuerzos de compresión, tensión y corte. Los esfuerzos de tensión y corte son la causa principal del daño observado en dichas edificaciones. Básicamente, se pueden detectar cuatro tipos de agrietamiento y causas del daño en los muros de mampostería:

- Agrietamiento inclinado, ocasionado por esfuerzos de tensión diagonal en las piezas.
- Agrietamiento en forma de escalera siguiendo la junta de mortero, originado por esfuerzos de corte.
- Agrietamiento vertical en las esquinas y el centro, originado por la flexión fuera del plano del muro y el volteo de la estructura.
- Agrietamiento en forma de placa perimetralmente apoyada, ocasionado por los esfuerzos de corte y el volteo de la estructura.

En la Fig. 1.8 se muestran los tres tipos de daño en muros de mampostería. De acuerdo a la Tabla 1.1, dependiendo de la anchura de las grietas se puede clasificar el tipo de daño en cuatro categorías: no estructural, estructural ligero, estructural fuerte y estructural grave.

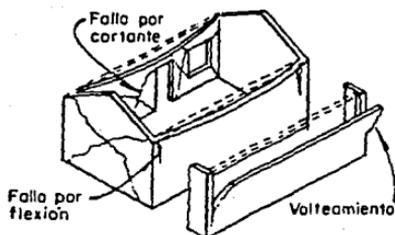


Figura 1.8 Modos de Falla Típicos en Estructuras de Mampostería (Meli, 1975)

Debe notarse que la evaluación de campo debe ser acompañada del juicio ingenieril ya que es diferente encontrar grietas de determinada anchura en muros aislados, que encontrar el fisuramiento en forma generalizada, o bien, asociar la anchura a la magnitud de un sismo ya que la anchura de las grietas durante el evento sísmico es mayor a la medida al final del evento sísmico (Cuando se lleva a cabo la evaluación preliminar).

1.3.2 Mampostería de Piedra y No Reforzada

La construcción de edificaciones de mampostería de piedra y no reforzada es una práctica común en algunas regiones de alto peligro sísmico y cuyo destino principal ha sido para edificios públicos, escolares y habitacionales. Sin embargo, dada la sismicidad existente y la renovación de los códigos en materia de seguridad sísmica, se requiere aumentar la capacidad ante cargas laterales de las estructuras existentes de mampostería sin refuerzo para cumplir con un nivel de seguridad adecuado. Es por ello que se han aplicado diversas técnicas en la restitución y mejoramiento de las propiedades estructurales de este tipo de edificaciones.

Una de las técnicas de rehabilitación más difundidas consiste en rellenar las grietas principales de los muros de mampostería. Su empleo queda limitado a los muros construidos con piezas macizas, o bien, a piezas huecas con relleno parcial o total de los alveolos. Esto se debe a que el agrietamiento en los muros con piezas huecas, sin relleno, es más irregular que cuando se utilizan piezas macizas, por los que es necesario aumentar la cantidad de material y, por consiguiente, el costo de la rehabilitación.

Dependiendo de la anchura de las grietas, se han utilizado resinas o morteros epóxicos y morteros de cemento (Terán, 1988; Hidalgo *et al.*, 1991). Se recomienda limpiar las grietas con agua o aire a presión para eliminar las impurezas. Las resinas epóxicas se aplican por inyección, variando su viscosidad de acuerdo a la anchura de la grieta. El método de inyección puede ser a presión o por gravedad, recomendándose una anchura mínima de 0.05 mm cuando se emplee el primer método y de 0.3 mm cuando se utilice el segundo. Si la anchura de la grieta es mayor de 0.3 mm, puede utilizarse mortero epóxico inyectado a presión. Otra alternativa consiste en la lechada de cemento, que es una mezcla fluida de agua y cemento para inyectar grietas de hasta 0.5 mm. El relleno mediante la

inyección con mortero de cemento puede utilizarse cuando la anchura de las fisuras exceda de 0.5 mm. Pueden adicionarse aditivos con la intención de disminuir el fisuramiento de contracción por fraguado y aumentar la adherencia entre el mortero y la mampostería. Sin embargo, el relleno con mezclas epóxicas ha sido utilizado con mayor regularidad en elementos de concreto que en muros de mampostería, dado el costo que implica su empleo. Una descripción más detallada de las características, aplicaciones y procedimiento de aplicación de resinas epóxicas puede encontrarse en Terán (1988).

La adición de malla de alambre recubierta con mortero de cemento también ha sido frecuentemente utilizada como método de rehabilitación. El método puede utilizarse en muros con cualquier grado de daño, como reparación, o en muros sin daño previo, como refuerzo.

La evaluación del comportamiento de estructuras rehabilitadas con ambas técnicas motivó el desarrollo de un programa experimental en la región balcánica (Sheppard y Terceij, 1980). La investigación incluyó el ensayo, reparación o refuerzo y posterior re-ensayo de 18 muros divididos en dos series, sometidos a cargas vertical constante y horizontal cíclica. Las variables fueron la técnica de rehabilitación y el tipo de pieza. En la primera serie, diez muros fueron reparados mediante la inyección de mortero de cemento puzolánico (relación cemento-puzolana-agua de 0.9:0.1:1, en peso). Se adicionó puzolana para mejorar la trabajabilidad de la mezcla. En la construcción de los muros se utilizaron tres tipos de bloques industrializados, así como ladrillo macizo y mampostería de piedra. El procedimiento consistió en limpiar las grietas, colocar los tubos de inyección a lo largo de la grieta y sellarla con mortero a presión. En la segunda serie, ocho muros fueron reparados y reforzados mediante mallas de alambre electrosoldado, colocadas por ambos lados del muro y sujetas con alambres que pasaban a través de orificios practicados en el muro (diez por m²). Una vez colocados los alambres se rellenaron los orificios con mortero de cemento. Se emplearon tres tipos de bloque industrializado y uno de ladrillo macizo en la construcción de los muros. Las mallas fueron recubiertas con mortero de cemento de 3 cm de espesor, aplicado en forma manual.

Los resultados indicaron que la inyección del mortero de cemento puzolánico fue un método adecuado para restituir la resistencia, aumentar la capacidad de desplazamiento y de disipación de energía de los muros construidos con cualquiera de los tipos de bloque. En el muro construido con piezas macizas de arcilla aumentó la capacidad lateral en 20%. En el caso de la mampostería de piedra se incrementó hasta dos veces y media su capacidad original, ya que debido a la porosidad del material se absorbió el mortero de cemento lo que mejoró las propiedades mecánicas de la mampostería. Para cualquier pieza, la rigidez inicial no varió significativamente antes y después de la reparación. Cuando se utilizó malla de alambre y recubrimiento de mortero como método de rehabilitación (en muros sin daño) en los muros construidos con bloque la capacidad lateral aumentó de 1.3 a 2 veces la capacidad lateral y en el muro construido con ladrillo macizo se incrementó en 3.5 veces.

Alternativamente, se ha aplicado el mortero de cemento en forma neumática (mortero lanzado o *shotcrete*) para el recubrimiento de la malla de alambre. Con la intención de observar la influencia del mortero lanzado como técnica de refuerzo y la eficiencia de diferentes mecanismos para fomentar la adherencia entre la mampostería y la capa de mortero, se ensayaron 17 tableros (Kahn, 1984). Los tableros se construyeron con piezas macizas, provenientes de la demolición de un edificio típico, y se ensayaron a compresión diagonal. El programa experimental incluyó tres series de tableros: a) nueve paneles de 91 x 91 cm, con mortero lanzado por una cara, y que fueron construidos para investigar varios tratamientos en la superficie de la mampostería; b) seis tableros de 122 x 122 cm, con mortero lanzado por ambas caras, y que fueron utilizados para determinar si el uso de barras de acero (anclas)

aumentan la adherencia entre la mampostería y el mortero; y c) dos tableros sin recubrimiento, de 91 x 91 cm y de 122 x 122 cm, que fueron ensayados como probetas de control. El espesor de cada capa de mortero lanzado fue de 8.9 cm. El mortero fue dosificado con una relación cemento:arena de 1:3 en volumen.

En la primera serie, las condiciones de la superficie de tres tableros antes de la colocación del mortero fueron seca, cubierta con resina epóxica y húmeda. La cubierta epóxica consistió de una resina de baja viscosidad, aplicada diez minutos antes que el mortero lanzado. La superficie húmeda se obtuvo mediante saturación seis horas antes de la colocación del mortero del tablero. Para la segunda serie, en cuatro tableros se colocaron barras de acero (anclas) del #3 (9.5 mm de diámetro), ancladas en orificios de 19 mm de diámetro mediante resina epóxica. En dos tableros no se colocaron anclas. Las anclas se espaciaron a 82 y 41 cm. En los tableros que fueron reforzados con malla de alambre la separación entre los anclajes fue de 15 cm.

Los resultados experimentales mostraron que los tableros reforzados con malla de alambre y mortero lanzado exhibieron un incremento significativo en su resistencia y capacidad de deformación, posterior al primer agrietamiento. El tratamiento de la superficie no afectó la resistencia última o el patrón de agrietamiento final de los tableros, excepto para los tableros de control. La relación entre las áreas de mortero separado por falla de adherencia y la total del tablero correspondió a 40% para la superficie seca, 30% para la húmeda y 10% con cubierta epóxica. Las anclas no afectaron el comportamiento compuesto de los paneles, es decir, el comportamiento de los tableros con anclas fue similar (carga de agrietamiento y capacidad de deformación). La diferencia en el comportamiento de los tableros con y sin anclas se atribuyó a la presencia del refuerzo. Se pudo observar que las anclas permanecieron adheridas.

1.3.3 Mampostería Confinada

El efecto destructivo de sismos recientes ha sido resentido, principalmente, por construcciones cuyo destino es para uso habitacional. En México, la mayoría de dichas construcciones presentan una estructuración a base de muros de mampostería de carga hechos de piezas macizas o huecas, de barro recocido o concreto, confinados por elementos livianos de concreto reforzado. Ante eventos sísmicos intensos, los muros sufren agrietamiento inclinado en el tablero, asociándose el nivel de daño con la anchura de las grietas principales (ver Tabla 1.1). Sin embargo, el desempeño de las edificaciones de mampostería confinada en la ciudad de México durante los sismos recientes, ha sido satisfactorio. No obstante, la vulnerabilidad de las construcciones para vivienda es mayor en las regiones cercanas a la fuente sísmica. Esto se debe a las características de las ondas sísmicas (impulsivo y de alta frecuencia), del tipo de terreno (usualmente duro y con periodo dominante bajo), de las propiedades estructurales y dinámicas de la construcción (elevada rigidez inicial acompañada de un periodo fundamental bajo), la estructuración de la construcción (distribución irregular y baja densidad de muros en una o ambas direcciones), entre otros factores. Por ello, dadas las características socioeconómicas de la población que habita la vivienda de bajo costo es necesario plantear soluciones adecuadas que posibiliten rehabilitar tales estructuras, mediante la aplicación de técnicas de reparación, que permitan restituir sus propiedades estructurales, y refuerzo, que eleven el nivel de seguridad sísmica, a un bajo costo que justifique su adopción.

Ante este panorama, la ingeniería estructural se ha abocado a desarrollar programas de investigación que evalúen la factibilidad técnica y la eficiencia de diversas propuestas de rehabilitación para edificaciones con muros de mampostería confinada. Dentro de las soluciones propuestas se incluyen las siguientes:

- 1) Relleno de las grietas principales.
- 2) Empleo de refuerzo horizontal o diagonal (grapas) a través del agrietamiento principal del muro.
- 3) Inserción y anclaje de refuerzo en perforaciones hechas a lo largo de la junta de la hilada.
- 4) Colocación de malla de alambre sujeta a los muros de mampostería con recubrimiento de mortero.

Las investigaciones han sido llevadas a cabo mediante estudios experimentales de especímenes a escala reducida y natural, sometidos a compresión diagonal y a carga lateral cíclica alterna en su plano. Los estudios se han efectuado, en la mayoría de los casos, en países cuya situación social requiere de soluciones económicas al problema de rehabilitar vivienda de bajo costo, como lo son Chile, Argentina, Perú, Colombia y México.

1.3.3.1 Relleno de las Grietas Principales

Este tipo de solución fue evaluado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma México (II-UNAM) a partir del ensayo, rehabilitación y re-ensayo de tres muros construidos de tabique extruido tipo rejilla, sometidos a carga monótona (Hernández, 1981). Los muros exhibieron agrietamiento por tensión diagonal con incursión en los extremos de los castillos, alcanzando un estado severo de daño. Los tipos de mortero de relleno empleados en las grietas principales de cada muro fueron: a) mortero comercial de alta adherencia, b) mortero de cemento con aditivo para aumentar la adherencia, y c) mortero de cemento solo. En la Tabla 1.2 se resumen los resultados obtenidos. Se definió como *distorsión* a la relación entre el desplazamiento lateral medido y la altura del muro.

Los resultados mostraron que con un mortero de alta adherencia se recuperó casi totalmente la resistencia y rigidez originales, mientras que para el mortero con aditivo sólo se recuperó la rigidez original, ya que la capacidad máxima ante cargas laterales sólo alcanzó el 50% de la resistencia de los muros originales (ver Figs. 1.9a y 1.9b). En contraste, en el muro con grietas rellenas con mortero de cemento común la capacidad lateral máxima sólo fue del 67% de la del muro original, mientras la rigidez inicial se deterioró rápida y drásticamente (ver Fig. 1.10). El uso de mortero de cemento común fue insuficiente para restituir las propiedades originales.

La reparación de dos muros a escala natural empleando esta técnica de rehabilitación fue descrita recientemente (Maldonado y Olivencia, 1993).

Tabla 1.2 Resultados Obtenidos en los Muros Rehabilitados por Hernández (1981)

Características del Mortero	Carga Lateral Máxima, V_m [t]		Distorsión para V_m [%]	
	MO ^a	MR ^b	MO	MR
Mortero Comercial de Alta Adherencia (Polimor)	19.2 (188.4)	16.9 (165.8)	0.083	0.061
Mortero de Cemento con Aditivo (Adhecón)	24.8 (243.3)	13.2 (129.5)	0.115	0.063
Mortero de Cemento Común	11.2 (109.9)	7.4 (72.6)	0.098	0.729

- a Muro Original
b Muro Rehabilitado
() Carga lateral, en kN

El primer muro fue construido con ladrillos cerámicos y el segundo con bloques de tipo industrial con celdas verticales. Los especímenes formaron parte de una serie de tres muros incluidos en la investigación sobre técnicas de reparación en edificaciones típicas de la región. El muro restante fue rehabilitado con malla de alambre y recubrimiento de mortero. Los muros originales se probaron mediante la aplicación de ciclos de carga lateral cuasistática en una dirección hasta un nivel de daño predeterminado, de manera que el espécimen pudiera ser reparado posteriormente (ver Figs. 1.11 y 1.12). En ambos muros, la anchura de las grietas fue de 5 mm. En el primer muro, el relleno consistió de mortero epóxico, previa limpieza de las grietas con agua y aire a presión. El procedimiento de reparación del segundo muro consistió en limpiar las grietas (con agua y aire a presión), remoción de los fragmentos sueltos de las piezas más dañadas, el relleno de los huecos verticales de los bloques y de las grietas con mortero de cemento (proporción 1:3 en volumen). La resistencia a la compresión de la mezcla epóxica excedió en 8.7 veces la del mortero común.

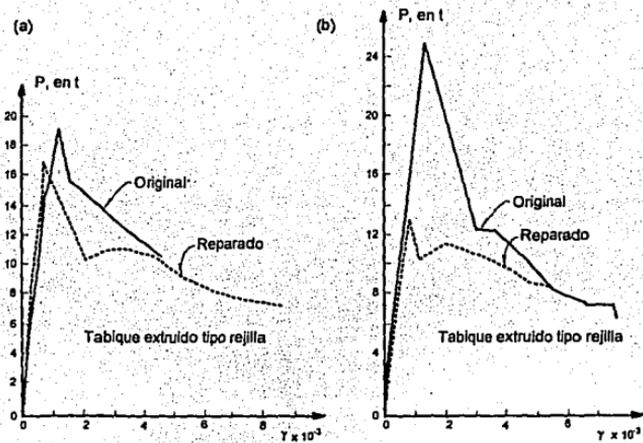


Figura 1.9 (a) Reparación de Grieta con Adhesivo Polímero; (b) Reparación de Grieta con Adhención (Hernández, 1981)

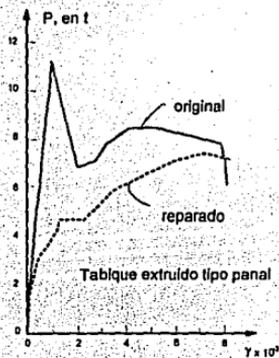
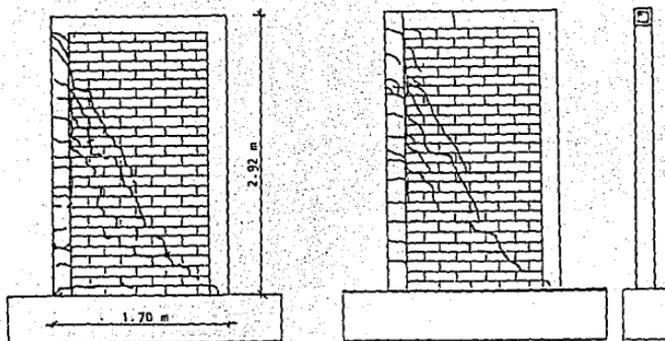
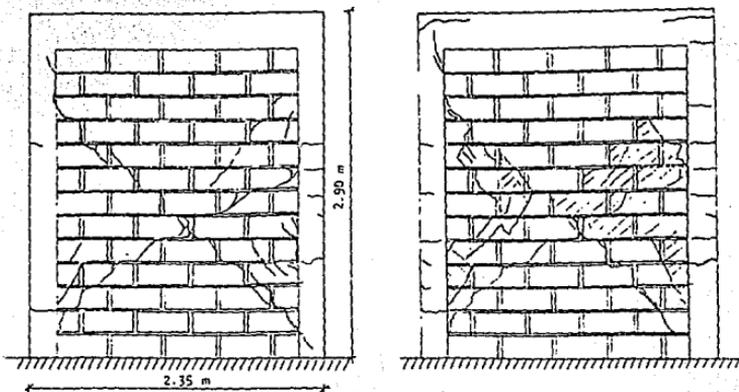


Figura 1.10 Reparación de Grieta con Mortero Común (Hernández, 1981)



**Figura 1.11 Estado de Daño del Muro Original y del Muro Reparado
(Maldonado y Olivencia, 1993)**



**Figura 1.12 Estado de Daño del Modelo Original y el Muro Reparado
(Maldonado y Olivencia, 1993)**

En la Tabla 1.3 se presenta un resumen de las principales características de comportamiento medidas. Los resultados indicaron que la capacidad lateral y la rigidez inicial en los muros reparados fueron inferiores a los muros originales. No obstante, la capacidad de disipación de energía y de deformación aumentaron (ver Figs. 1.13 y 1.14). La capacidad de desplazamiento en el primer muro se asoció a la deformabilidad de la mezcla epóxica. El patrón de agrietamiento de los muros reparados fue similar al de los muros originales lo que indica que el modo de falla, por tensión diagonal y corte en la mampostería, prevaleció. La dirección de las grietas en el muro reparado fue paralela al agrietamiento original. Las fisuras aparecieron en la zona adyacente a la rehabilitación, tanto con la mezcla epóxica como con el mortero de cemento.

Tabla 1.3 Resultados Obtenidos en los Muros Rehabilitados por Olivencia y Maldonado (1993)

Tipo de Relleno	Carga Lateral Máxima, V_m [k]		Rigidez Inicial, K_o [kg/cm]	
	MO ^a	MR ^b	MO	MR
Mortero epóxico	78.3 (768.1) ^c	62.7 (615.1) ^c	16.4 (161.2) ^d	2.7 (26.7) ^d
Mortero de cemento	63.8 (626.0) ^c	---	24.8 (243.1) ^d	---

a Muro Original

b Muro Rehabilitado

()^c carga lateral máxima, en kN

()^d rigidez inicial, en N/cm

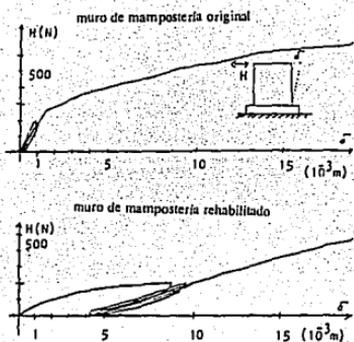


Figura 1.13 Comparación de la Respuesta Carga - Desplazamiento
(Maldonado y Olivencia, 1993)

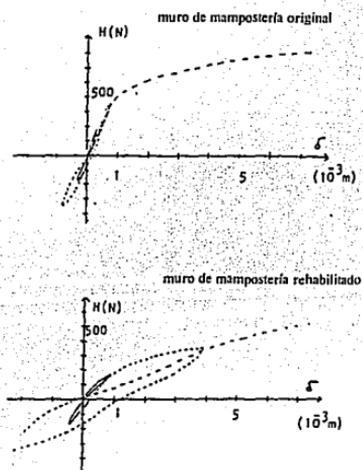


Figura 1.14 Comparación de la Respuesta Histerética Carga Lateral - Desplazamiento
(Maldonado y Olivencia, 1993)

1.3.3.2 Empleo de Refuerzo en el Agrietamiento Principal

Cuando el daño se concentra en grietas inclinadas, bien definidas, se ha propuesto reparar y reforzar los muros de mampostería con acero de refuerzo en forma de grapas. Las grapas se colocan a lo largo de la grieta, formando una "costura" en la superficie del muro. En las Figs. 1.15 y 1.16 se muestra un ejemplo de la disposición y el detalle de las grapas. Para fijar las grapas a la mampostería se sugiere utilizar mezclas epóxicas y mortero de cemento.

Esta técnica de rehabilitación fue evaluada en dos muros de 240 x 240 cm construidos con piezas de tipo artesanal, sometidos a carga lateral cíclica alterna (San Bartolomé, 1990). En uno de los muros se hizo una "costura" con ocho grapas horizontales con grapas del #2 (6.4 mm de diámetro), dispuestas cuatro en cada lado del muro. En otro muro, las grapas se colocaron en diagonal, dispuestas alternadamente en direcciones ortogonales en cada cara del muro y perpendiculares a las grietas principales. Las grapas se sujetaron en perforaciones hechas en la mampostería. Esta técnica incluyó la reparación local de las grietas diagonales mediante limpieza y restitución de las piezas sueltas, así como el resanado con mortero de cemento o con concreto simple, de las zonas con mayor daño. Se restituyó el concreto fracturado por otro de mejor calidad en las zonas extremas de los castillos. Se dejó un pequeño espacio entre el concreto nuevo y el endurecido para inyectar resina epóxica, con objeto de mejorar la adherencia y evitar una zona frágil. En la Tabla 1.4 se presentan los resultados obtenidos.

Los resultados obtenidos mostraron que la rigidez lateral inicial del muro reparado fue 60% del valor original. La resistencia al primer agrietamiento en los muros reparados fue igual al 50% de la original. No se observó un incremento en la capacidad de desplazamiento entre los muros originales y rehabilitados. Sin embargo, la contribución del refuerzo externo, después de ocurrir el agrietamiento diagonal, permitió incrementar la resistencia respecto a la de los muros originales en más del 20%. La disposición del refuerzo fue más efectiva cuando las grapas se colocaron en dirección horizontal, ya que en dirección diagonal exhibieron pandeo.

1.3.3.3 Inserción y Anclaje de Alambres de Acero

Tomando en cuenta el modo de falla típico en muros de mampostería (por tensión diagonal) y tratando de proporcionar capacidad de deformación adicional al muro, se ha propuesto incluir alambres de acero, separados adecuadamente, en ranuras practicadas a lo largo de las juntas horizontales del mortero (Aguila *et al.*, 1988). La investigación incluyó dos series. La primera serie pretendió evaluar la eficiencia de esta técnica como solución de refuerzo, en muretes sin daño previo, y la segunda como reparación, empleando muretes dañados (con resistencia y rigidez degradados). En cada serie, se ensayaron cuatro muretes cuadrados de 120 cm de lado, construidos con ladrillos cerámicos del tipo rejilla, sometidos a compresión diagonal. En los muretes reforzados, las variables estudiadas fueron la cuantía del acero horizontal (al colocar el refuerzo en una o ambas caras) y el empleo de mortero epóxico o de cemento para adherir los alambres a la hilada. En los muretes reparados se colocó el refuerzo por ambas caras, siendo la variable la mezcla para adherir los alambres (mortero epóxico o de cemento). En la Fig. 1.17 se muestra el detalle del refuerzo. El comportamiento fue comparado con el de muretes de control sin refuerzo horizontal.

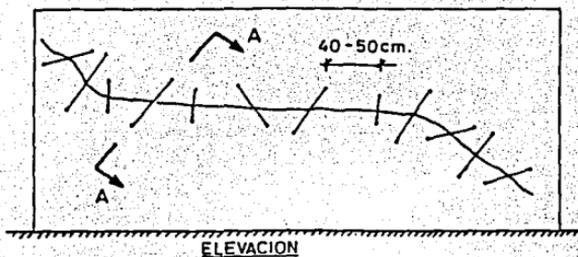


Figura 1.15 Disposición del Empleo de Refuerzo en el Agrietamiento Principal (San Bartolomé, 1990)

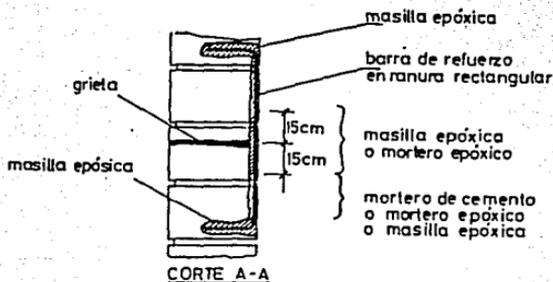


Figura 1.16 Detalle del Empleo de Refuerzo en el Agrietamiento Principal (San Bartolomé, 1990)

Tabla 1.4 Resultados Obtenidos en los Muros Rehabilitados por San Bartolomé (1990)

Características del Refuerzo, Posición	Carga Lateral de Agrictamiento, V_{agr} [t]		Carga Lateral Máxima, V_m [t]		Rigidez Inicial, K_0 [t/cm]	
	MO ^a	MR ^b	MO	MR	MO	MR
4#2 a cada lado, horizontal	12.4 (121.6) ^c	5.0 (49.1) ^c	14.8 (145.2) ^c	20.3 (199.1) ^c	93 (912.3) ^d	64 (627.8) ^d
4#2 a cada lado, diagonal	10.6 (103.9) ^c	5.7 (55.9) ^c	14.3 (140.3) ^c	17.8 (174.6) ^c	95 (931.9) ^d	56 (549.4) ^d

a Muro Original

b Muro Rehabilitado

()^c carga lateral máxima, en kN

()^d rigidez inicial, en N/cm

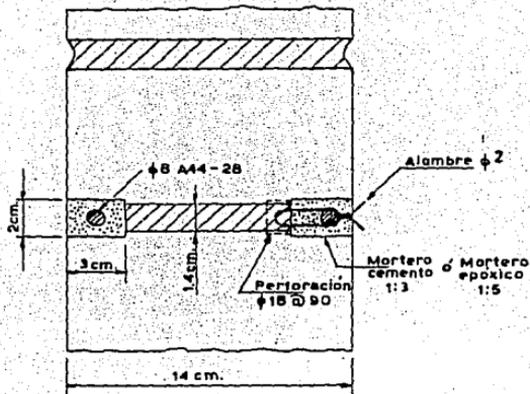


Figura 1.17 Detalle de la Inserción y Anclaje de Barras de Acero (Aguila et al., 1988)

En los muretes sin daño reforzados con alambres adheridos con mortero epóxico, la resistencia fue 20% superior a la de los muretes con mortero de cemento. Esto se atribuyó a una mejor adherencia y mayor resistencia a la tensión de la resina epóxica. 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 condujo a incrementar la capacidad de deformación, una vez ocurrido el primer agrietamiento. Las cuantías de refuerzo horizontal usadas, ya sea por una o ambas caras, no influyó en el comportamiento.

En los muretes reparados con mortero de cemento no se recuperó la resistencia inicial; tan sólo se alcanzó cerca del 80%. En un murete con la grieta principal sellada con mortero epóxico, la resistencia aumentó hasta en 37% sobre la resistencia original. Empleando mortero de cemento, la rigidez inicial promedio fue 20% de la rigidez inicial original, mientras que usando mortero epóxico fue del 50%. El patrón de agrietamiento observado presentó una falla mixta, con grietas que penetraron la unidad (por tensión diagonal) y que continuaron en la junta (por corte). Las grietas se presentaron en una zona amplia y discontinua. Los deterioros fueron ligeramente inferiores a los obtenidos en muretes reforzados.

1.3.3.4

Malla de Alambre y Recubrimiento de Mortero

Una técnica de rehabilitación que incluye el refuerzo con malla de alambre anclada al muro y recubierta con mortero de cemento, en una o ambas caras, aplicado en forma manual o neumática, ha sido evaluada experimentalmente en muros de ladrillos cerámicos industrializados con perforaciones (tipo rejilla) y macizos hechos a mano (tipo artesanal), así como de bloques de concreto. Las pruebas se efectuaron en muros a escala natural, ante carga estática y cíclica alterna (Hernández, 1981; Delfín *et al.*, 1991/1992).

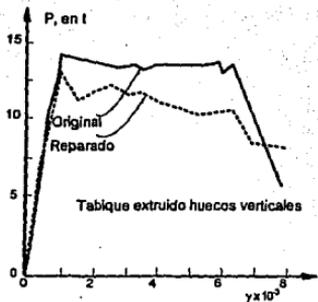
Para evaluar el comportamiento de esta técnica de rehabilitación en muros de mampostería confinada, se ensayaron cinco muros que habían sido llevados a la falla previamente (Hernández, 1981). Se aplicó carga monótona en tres muros construidos con tabique extruido y carga cíclica alterna en los dos restantes construidos de tabique de arcilla roja. En los tres primeros se rellenaron las grietas principales con pedacera de tabique y mortero de cemento (proceso constructivo denominado en México *rajuelo*), y con mortero de alta adherencia en los dos últimos. El tipo de malla de alambre, dispuesta por una cara, y el material de recubrimiento fueron las variables en el ensaye de los tres primeros muros. Las características de los materiales empleados en los muros de tabique extruido, con refuerzo por un lado, fueron las siguientes: a) malla tipo gallinero y aplanado de yeso, b) malla entrelazada de 7 cm de lado con aplanado de yeso y cemento, y 3) malla tipo gallinero con aplanado de yeso y cemento. En los dos muros restantes se varió la cuantía del refuerzo. Un muro incluyó malla de alambre electrosoldado (25 cm de paso, calibre 14), dispuesta por ambas caras, mientras el otro incluyó dos mallas de alambre por cada cara. Ambos muros se recubrieron con mortero de cemento (relación cemento:arena de 1:3 en volumen). Las mallas de ambos lados se sujetaron entre sí mediante alambre recocido. Los castillos de todos los muros fueron reparados localmente con mortero de alta resistencia.

En la Tabla 1.5 se resumen los resultados del programa experimental. Los resultados obtenidos en los tres primeros muros mostraron que 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. Con base en lo anterior, se recomendó emplear recubrimientos con mayor adherencia e incluir mecanismos que sujeten la malla al muro. En el primer y segundo muros reparados se restituyó la rigidez original, mientras que en el tercero no se alcanzó dado que el aplanado original (de yeso) era de mayor resistencia que el empleado en la reparación para cubrir la malla. La resistencia en los primeros tres muros reparados fue ligeramente inferior a la resistencia original. En la Fig. 1.19 se presentan las curvas carga-desplazamiento de los tres ensayes. Con base en lo anterior, se recomendó emplear un material de recubrimiento con mayor adherencia e incluir anclajes para sujetar la malla a la mampostería. Estas recomendaciones se siguieron en la rehabilitación de los dos últimos muros. Sin embargo, en la referencia no se describe el tipo y disposición de anclaje utilizado. En los dos últimos muros rehabilitados, la capacidad lateral máxima excedió en más de 2.3 veces la resistencia de los muros originales, así como la capacidad de desplazamiento. No se describió el comportamiento de los anclajes o del recubrimiento utilizado y su influencia en el comportamiento de los muros rehabilitados.

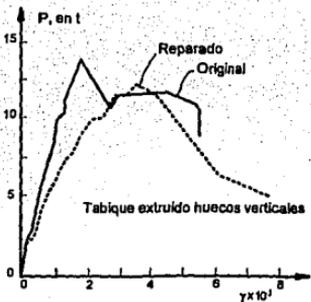
Tabla 1.5 Resultados de los Muros Rehabilitados por Hernández (1981)

Tipo de Recubrimiento (Tipo de Pieza)	Características del Refuerzo		Carga Lateral Máxima, V_m [t]		Distorsión: Máxima [%]	
	Tipo de Malla	Cuanta Horizontal, h [%]	MO ^a	MR ^b	MO	MR
Yeso Común (Tabique Extruido)	Gallinero	0.08	14.1 (138.3)	13.0 (127.5)	0.103	0.102
Yeso y Cemento (Tabique Extruido)	Trenzada	0.10	22.8 (223.7)	18.1 (177.6)	0.199	0.379
Yeso y Cemento (Tabique Extruido)	Gallinero	0.08	14.8 (145.2)	12.2 (119.7)	0.173	0.352
Mortero de Cemento (Tabique Artesanal)	Alambre Electrosoldado	0.08	5.7 (55.9)	3.0 (127.5)	---	---
Mortero de Cemento (Tabique Artesanal)	Alambre Electrosoldado	0.16	5.8 (56.9)	mayor a 13.0 (127.5)	---	---

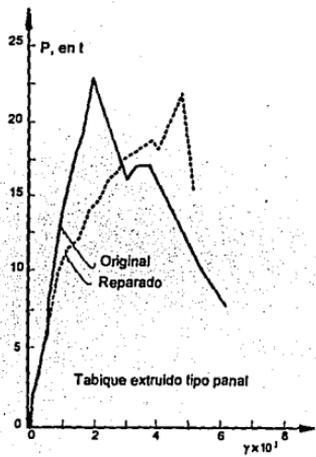
- ^a Muro Original
^b Muro Rehabilitado
^c carga lateral máxima, en kN



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

Se han propuesto recomendaciones cualitativas para el mejor uso de ésta técnica, basadas en experiencias de estructuras dañadas en la región balcánica (UNDP/UNIDO, 1983). En las zonas más dañadas, se recomendó remover y resituir las piezas fracturadas por otras de mejor calidad. En la superficie de la mampostería, se deben retirar el polvo y las impurezas mediante aire o agua a presión. Si se considera que la rehabilitación deberá aportar la totalidad de la resistencia, las grietas en la mampostería no necesitan ninguna reparación especial. Como refuerzo se sugirió utilizar malla de alambre, de 4 mm de diámetro (aproximadamente calibre 10) y 10 cm de paso. Se recomendó colocar el refuerzo por ambos lados, adosando la malla a la mampostería mediante anclas y conectores (alambres recocidos). La separación de los anclajes, en la dirección vertical y horizontal a intervalos regulares, puede ser de 50 a 60 cm (del orden de nueve amarres/m²). Para colocar los alambres se recomendaron perforaciones a través del muro de 8 mm de diámetro. En la Fig. 1.19 se ilustra la disposición de la malla y los anclajes. El refuerzo es recubierto con un concreto seco o mortero de alta adherencia. La colocación del recubrimiento puede ser por vía neumática (*shotcrete* o mortero lanzado) o manual. El espesor del recubrimiento puede variar de 3 a 4 cm, en piezas artesanales o industrializadas, o bien igual a 8 cm en mampostería de piedra. Detalles sobre el uso de la técnica en aberturas de puertas y ventanas, esquinas y uniones se muestran en las Figs. 1.20 y 1.21.

Empleando esta técnica se efectuaron ensayos en once muros de 240 x 240 cm construidos con ladrillos cerámicos de arcilla perforados hechos a máquina (tipo rejilla) y sólidos hechos a mano (tipo artesanal) (Delfin *et al.*, 1991). Los muros fueron rehabilitados y ensayados bajo carga vertical constante y horizontal cíclica alterna. Los ensayos fueron controlados por desplazamiento. El estudio contempló como variables el nivel de daño del muro por reparar, el método de aplicación del mortero de cemento (manual o neumático) y el tipo de pieza. Previo a la colocación de la malla, se rellenó la intersección de las grietas principales con mortero de cemento. La superficie de mampostería se martellinó y saturó. La malla era de alambres con diámetro de 4.2 mm y paso igual a 10 cm en ambas direcciones. La malla tenía un esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (490.5 MPa) y un esfuerzo último $f_u = 5600 \text{ kg/cm}^2$ (549.4 MPa). La malla de alambre electrosoldado se colocó en una o ambas caras. En las Figs. 1.22 y 1.23 se muestra la disposición y detallado de la malla y los anclajes. El recubrimiento de mortero, con espesor de 4 a 5 cm, en cada lado, se dosificó de acuerdo al tipo de aplicación: 1:3-1/3 para el método manual y 1:3-2/3 para el método neumático. La malla de alambre se ancló a la mampostería cada 45 cm, lo cual corresponde a nueve amarres/m², aproximadamente. Los primeros anclajes se colocaron a 10 cm a partir de la cimentación.

En la Tabla 1.6 se muestran los resultados obtenidos. Al comparar dos muros construidos con ladrillo macizo del tipo artesanal y reparados con el mismo grado de daño (moderado), se puede observar que la resistencia en el muro rehabilitado aumentó en 89% cuando se aplicó el mortero en forma manual y en 69% cuando se aplicó mortero lanzado, respecto a los muros originales. El mortero aplicado en forma neumática aumentó la resistencia en un muro construido con ladrillo del tipo cerámico respecto a otro con el recubrimiento aplicado en forma manual (con igual grado de daño), en 16%. Si se comparan dos muros rehabilitados con refuerzo por una y ambas caras, recubierto con mortero lanzado, puede apreciarse un incremento significativo en el grado de recuperación cuando se utiliza malla por ambas caras. En los muros construidos con ladrillo macizo, la resistencia del muro rehabilitado con malla por ambos lados fue 2.1 veces la del muro original, mientras un muro rehabilitado con malla por un lado aumentó la resistencia en 1.35 veces. En el ensayo destructivo se observó un cambio en el modo de falla ya que el agrietamiento principal fue horizontal en la base del muro y de los castillos, para una distorsión del 0.38%. Las grietas se extendieron y penetraron a los elementos confinantes conforme transcurrió el ensayo. Sólo hasta la etapa final del ensayo se apreció

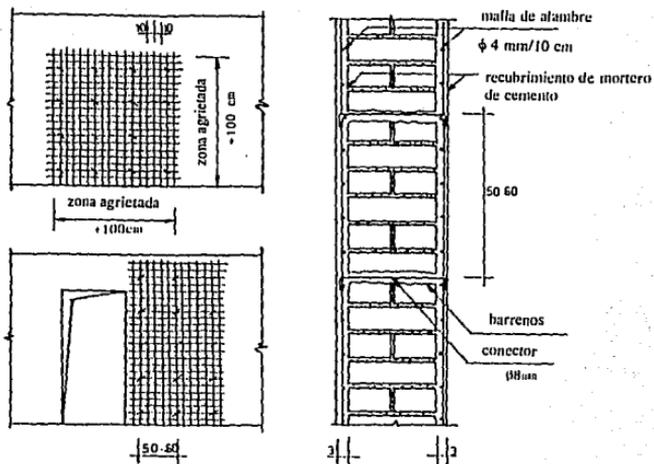


Figura 1.19 Disposición de la Malla y Anclajes en un Muro de Mampostería (UNDP/UNIDO, 1983)

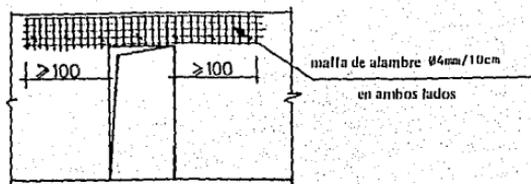


Fig. 8.23

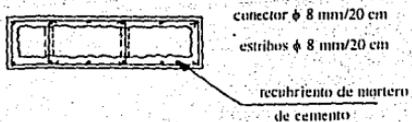
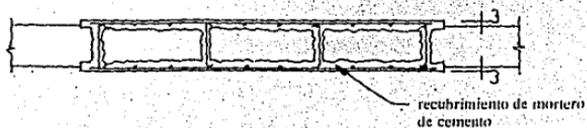
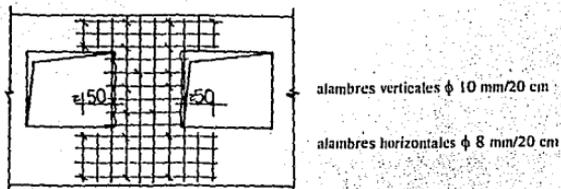


Figura 1.20 Detalles de la Malla y Anclajes en Puertas y Ventanas (UNDP/UNIDO, 1983)

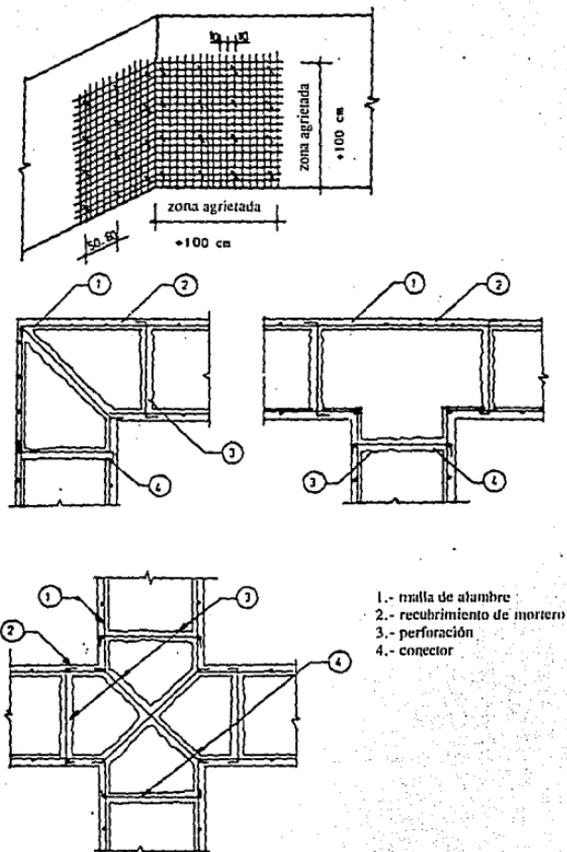


Figura 1.21 Detalles de la Malla y Anclajes en Esquinas y Uniones (UNDP/UNIDO, 1983)

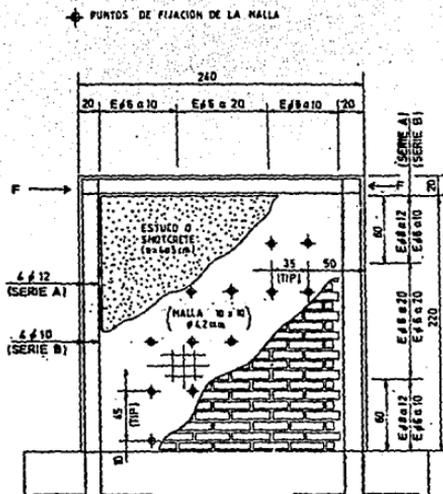


Figura 1.22 Disposición de la Malla y los Anclajes (Delfin et al., 1991)

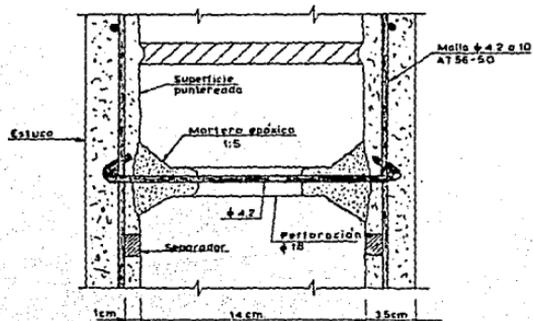


Figura 1.23 Detalle de la Solución con Recubrimiento de Mortero y Malla de Alambre (Delfin et al., 1991)

una falta de adherencia entre el recubrimiento de mortero y la mampostería. El mortero y la malla de alambre proporcionaron una resistencia adicional a corte, lo cual explica el cambio en el modo de falla a flexión. La capacidad de deformación se incrementó, lográndose mayor ductilidad que en los muros originales.

Esta técnica de rehabilitación se aplicó en cuatro muros confinados de 240 x 240 cm construidos con bloques de concreto (Delfin *et al.*, 1992). El mortero de cemento se colocó en forma neumática vía seca. Los muros originales fueron ensayados como parte de un programa de investigación previo (Astroza *et al.*, 1992). Los muros se ensayaron a un nivel de distorsión máximo de 0.75%, exhibiendo un grado de daño severo. Se observó agrietamiento diagonal en la mampostería, siguiendo las juntas de mortero, y grietas inclinadas en los extremos de los castillos. La rigidez remanente promedio a una distorsión de 0.75% fue del 20 al 30% de la rigidez inicial. El paso de la malla (10 ó 20 cm) con alambres de 4.2 mm de diámetro y la disposición del refuerzo, por una o ambas caras, fueron las variables de la investigación. La malla con alambres a cada 10 cm tenían una cuantía de refuerzo de 0.8%, mientras en la malla con alambres a cada 20 cm fue de 0.4%. 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 de material en las juntas de mortero deterioradas y en las zonas de concreto fracturado. Los muros fueron saturados antes de la colocación del mortero. El espesor del mortero fue de 3 a 4 cm. La malla de alambre quedó adosada al muro sólo por el recubrimiento, sin contar con anclajes estructurales. Se supuso que el trabajo de la malla se daría por la adherencia entre el mortero y el muro. En la referencia no se comentan detalles sobre la disposición de la malla al muro.

En la Tabla 1.7 se resumen los resultados obtenidos. En general, a distorsiones del orden de 0.25 a 0.38% se observaron grietas por flexión en la base de los muros y de los castillos. Los muros exhibieron agrietamiento inclinado, en la cara del recubrimiento, a un nivel de distorsión de 0.50%. La falla de los muros ocurrió a distorsiones mayores, después de formarse grietas verticales y aplastamiento del mortero, debido a compresión por la flexión, en los extremos inferiores de los castillos. Sin embargo, el recubrimiento no mostró un deterioro significativo en el resto de los modelos. La rigidez lateral inicial del muro rehabilitado por una cara fue menor que la original, siendo sólo del orden de 55 a 90%, mientras que en los muros rehabilitados por ambas caras sí se restituyó. Las cargas al primer agrietamiento horizontal (0.25% a 0.38% de distorsión) en los muros rehabilitados por una o ambas caras excedieron la de los muros originales en 20 y 40%, respectivamente. Finalmente, los muros rehabilitados mostraron mejor capacidad de deformación respecto al muro original.

Un comportamiento similar se obtuvo en la rehabilitación de un muro a escala natural, de 290 x 130 cm, construido con piezas macizas de arcilla del tipo industrial (Maldonado y Olivencia, 1993). La rehabilitación del muro formó parte de una investigación acerca de la factibilidad de tres técnicas de reparación. Previamente a la colocación de la malla se limpiaron y rellenaron las grietas principales, por ambas caras, con mortero de cemento (proporción 1:3 en volumen) y se colocaron alambres en perforaciones hechas a través del muro, para anclar la malla. Los alambres se dispusieron a cada 40 cm.

Tabla 1.6 Resultados de los Muros Rehabilitados por Delfin y Otros (1991)

Grado de Daño	Método de Aplicación del Recubrimiento	Carga Vertical Aplicada, P [I]		Carga Lateral Máxima, V _m [II]	
		MO ^a	MR ^b	MO	MR
Moderado ^d	Manual	0	0	14.9 (146.2)	14.3 (140.3)
Severo ^d	Manual	8 (78.5) ^c	16 (156.9)	1 6.5 (161.9)	1 9.5 (191.3)
Moderado ^d	Lanzado	16 (156.9)	16 (156.9)	17.2 (168.7)	19.9 (195.2)
Severo ^d	Lanzado	16 (156.9)	32 (313.9)	15.8 (154.9)	23.4 (229.6)
Severo ^d	Lanzado (malla por ambas caras)	16 (156.9)	16 (156.9)	14.4 (141.3)	28.3 (277.6)
Sin Daño ^d	Lanzado (muro de control)	—	16 (156.9)	—	20.3 (199.1)
Moderado ^e	Manual	0	0	5.7 (55.9)	1 0.8 (105.9)
Moderado ^e	Lanzado	16 (156.9)	16 (156.9)	11.3 (110.9)	19.2 (188.4)
Severo ^e	Lanzado	16 (156.9)	32 (313.9)	13.9 (136.4)	18.7 (183.4)
Severo ^e	Lanzado (malla por ambas caras)	16 (156.9)	16 (156.9)	11.6 (113.8)	24.0 (235.4)
Sin Daño ^e	Lanzado (muro de control)	—	16 (156.9)	—	23.7 (232.5)

a Muro Original
b Muro Rehabilitado
c¹ carga lateral máxima, en kN

d Ladrillo cerámico de arcilla tipo rejilla
e Ladrillo macizo tipo artesanal

Tabla 1.7 Resultados de los Muros Rehabilitados por Delfin y Otros (1992)

Grado de daño	Características del Refuerzo		Comportamiento del Muro Original, MO		Carga Lateral Máxima, V_m [1]	
	No. lados	separación [cm]	V_{agr} [t]	Distorsión [%]	MO	MR
Severo	1	10	13.9 (136.4)	0.263	19.0 (186.4)	24.2 (237.4)
Severo	2	20	16.5 (161.9)	0.246	18.6 (182.5)	25.4 (249.2)
Severo	2	20	13.3 (130.5)	0.208	16.8 (164.8)	27.0 (264.9)
Severo	2	20	8.1 (79.5)	0.217	11.8 (115.8)	21.4 (209.9)
Sin Daño	1	20	— (—)	—	— (—)	21.8 (213.9)
Severo	1	20	6.0 (156.9)	0.308	18.5 (181.5)	17.9 (175.6)
Severo	2	20	13.4 (131.5)	0.271	13.2 (129.5)	18.9 (185.4)
Severo	2	10	13.0 (127.5)	0.258	13.3 (130.5)	19.1 (187.4)

- a Muro Original
b Muro Rehabilitado
()^c carga lateral máxima, en kN

El refuerzo en ambos lados del muro consistió de una malla de alambre romboidal y una retícula de alambre de acero entrelazada cada 40 cm. El diámetro de los alambres era de 4.0 mm. Los detalles de la malla y el anclaje se ilustran en la Fig. 1.24. El recubrimiento consistió de una capa de mortero del mínimo espesor posible. La resistencia máxima sobrepasó la alcanzada en el muro sin daño, mientras que la rigidez inicial no varió significativamente. En la Fig. 1.25 se muestra el patrón final de daño del modelo original y rehabilitado, mientras en la Fig. 1.26 se presenta el comportamiento carga lateral - desplazamiento del muro rehabilitado.

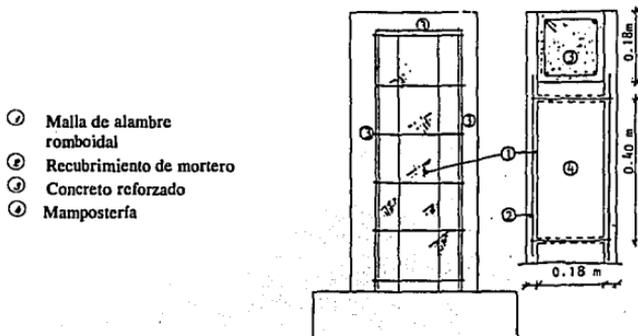


Figura 1.24 Detalles de la Técnica de Rehabilitación Empleada por Maldonado y Olivencia (1993)

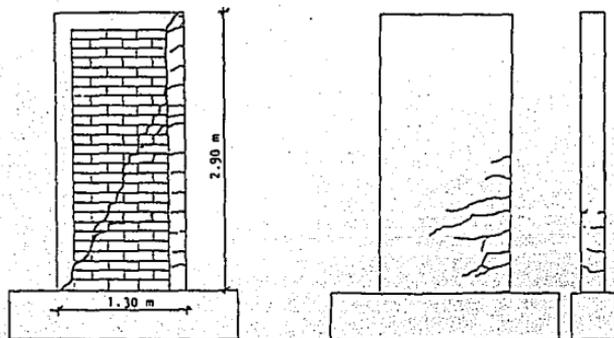


Figura 1.25 Estado de Daño del Modelo Original y Rehabilitado (Maldonado y Olivencia, 1993)

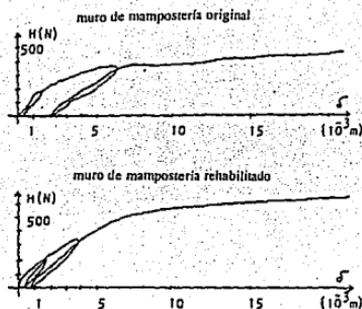


Figura 1.27 Comportamiento Carga Lateral - Desplazamiento (Maldonado y Olivencia, 1993)

1.3.4 Mampostería Reforzada

Las dificultades constructivas, la falta de un control de calidad adecuado y el arraigo de la mampostería confinada han limitado el uso de la mampostería con refuerzo interior en edificaciones de bajo costo en México. Las investigaciones sobre su comportamiento ante cargas laterales se han centrado en Estados Unidos, Japón, Nueva Zelanda, así como en Chile y Perú. No obstante, la evidencia experimental en estructuras rehabilitadas de este tipo es limitada. Sin embargo, los métodos de rehabilitación para estructuras de mampostería sin refuerzo y confinada son técnicamente aplicables a estructuras de mampostería reforzada.

Como parte del 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 (Delfin *et al.*, 1992). El procedimiento constructivo y las variables de la reparación son similares a la descripción del acápite 1.3.2.4. 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. Para sujetar la malla a la mampostería no se utilizaron anclajes de carácter estructural, solo sirvieron para sujetar temporalmente la malla mientras se aplicaba el *shotcrete*. En las pruebas se observó la falla por adherencia en el refuerzo vertical. Los muros reparados por ambas caras exhibieron un ligero aumento en su rigidez inicial, del orden de 6 a 16% respecto al muro original. Para un nivel de distorsión de 0.38%, los muros reparados por una cara no habían alcanzado su resistencia original, mientras que los reparados por ambas caras la excedieron en 20 a 30%.

1.4 RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ESTUDIOS EXPERIMENTALES PREVIOS

En este capítulo se han descrito diferentes métodos para rehabilitar muros de mampostería. El programa experimental y los principales resultados obtenidos se resumen en las Tablas 1.2 a 1.7. Los métodos descritos han sido evaluados en especímenes construidos con materiales propios de cada región y país. Las investigaciones exploraron la influencia de distintas variables (preparación de la superficie, materiales empleados en la rehabilitación: tipo y método de aplicación del recubrimiento, disposición y cuantía del refuerzo, etc.) en el comportamiento de los especímenes reparados y/o reforzados. Sin embargo, no se contó con un criterio de diseño que permitiera estimar el grado de recuperación estructural asociado a cada variable. Sólo se describió el comportamiento general de los especímenes rehabilitados. Las principales conclusiones se presentan a continuación:

a) En los especímenes de mampostería de piedra y no-reforzada, el relleno de las grietas principales con mortero de cemento puzolánico permitió recuperar la rigidez inicial y aumentar la resistencia, capacidad de disipación de energía y de deformación respecto a los muros originales (Sheppard y Terceelj, 1980). El relleno de las grietas con mortero de cemento solo o con aditivo, o bien mortero epóxico resultaron insuficientes para restituir las propiedades originales (resistencia y rigidez) en muros de mampostería confinada que fueron ensayados previamente (Hernández, 1981; Maldonado y Oliviera, 1993). El patrón de daño no se modificó respecto a los muros originales. Debe tenerse en cuenta que el empleo de productos y mezclas epóxicas requiere mano de obra especializada, dado que el manejo y la inyección son procedimientos laboriosos. Es recomendable llevar a cabo una evaluación costo/beneficio cuando se piense utilizar productos epóxicos en muros de mampostería. El método puede emplearse en muros de mampostería hasta con un grado de daño moderado, clasificado como Estructural Ligero de acuerdo a la Tabla 1.1. En muros que presenten daño clasificado como Fuerte a Grave, con deterioro de los elementos confinantes, es necesario rehabilitarlos mediante el relleno de grietas y la adición de refuerzo. En los muros reparados con mortero de cemento común no se alcanzaron a recuperar las características estructurales iniciales.

b) En muros reparados y reforzados con grapas de refuerzo se sobrepasó la resistencia original (San Bartolomé, 1990). Sin embargo, la rigidez lateral inicial fue menor al valor original. En este método, el mecanismo resistente a cortante puede variar dependiendo de la dirección de las grapas. La contribución del refuerzo fue más efectiva cuando las grapas se colocaron horizontalmente. Las grapas dispuestas en diagonal exhibieron pandeo. La desventaja en la utilización de este método consiste en la elección del diámetro del refuerzo, la longitud de anclaje y la separación adecuada de las grapas, aunado al laborioso y especializado procedimiento constructivo que se requiere cuando se usan productos epóxicos. Especial cuidado debe tenerse en la calidad de las mezclas para rellenar el orificio donde se inserta la grapa a la mampostería.

c) Los muros rehabilitados mediante la inserción y anclaje de alambres de acero en las juntas de mortero presentaron una respuesta satisfactoria (Aguila, 1988). Este método resultó adecuado como reparación o refuerzo, aumentando la resistencia y la capacidad de deformación original. No obstante, la diversidad de materiales y lo laborioso del procedimiento constructivo representan, técnicamente, una desventaja. Los productos epóxicos presentan, nuevamente, la desventaja del costo, la dificultad constructiva y el tiempo para ejecutar los pasos de la reparación.

d) En términos generales, en los muros rehabilitados con malla de alambre se recuperó la resistencia y rigidez originales, así como se mejoraron las características de disipación de energía y de deformación. El procedimiento de aplicación del recubrimiento por vía neumática aumentó la resistencia de los muros rehabilitados (Delfin *et al.*, 1991). Se pudo observar que los diferentes tipos de material utilizados como recubrimiento del refuerzo (mortero de cemento, aplanado de yeso y cemento, aplanado de yeso) comenzaron a desprenderse de la mampostería a distorsiones del orden de 0.40%, provocando que la malla se desligara sobre la diagonal a compresión y, por consiguiente, no se alcanzó la resistencia de los muros originales (Hernández, 1981). Así, es conveniente utilizar materiales con alta adherencia como recubrimiento para evitar que se despreque la mampostería e incluir anclajes para sujetar la malla a la mampostería. El uso de la malla de alambre por ambas caras aumentó considerablemente la resistencia de los muros rehabilitados, hasta en 2.1 veces, con respecto a la alcanzada por los muros originales (Delfin *et al.*, 1991). Sin embargo, no se contó con un criterio para controlar el aumento en la resistencia a cortante. Esto motivó que los muros exhibieran un modo de falla por flexión.

La aceptación de la mampostería confinada como sistema constructivo en la vivienda unifamiliar y multifamiliar, así como edificaciones urbanas de baja altura, y considerando las características socioeconómicas de la población que las habita, es necesario adoptar soluciones adecuadas que posibiliten rehabilitar tales estructuras mediante la aplicación de técnicas que restituyan o mejoren, inclusive, sus propiedades estructurales a un costo que justifique su adopción. Sin embargo, en la actualidad la normatividad mexicana no cuenta con criterios de análisis y diseño para edificaciones sometidas a un proceso de rehabilitación estructural, quedando a juicio del ingeniero proyectista la elección y aplicación de algún esquema descrito en la literatura técnica. Debe reconocerse la importancia de elegir la técnica más adecuada para evitar que la estructura presente nuevamente un comportamiento indeseable y diferente de la concepción original de la rehabilitación. La evidencia experimental indicó que la adición de malla de alambre y recubrimiento de mortero representa una opción, técnica y económicamente, muy atractiva para la rehabilitación de estructuras de mampostería con un grado de daño moderado o severo.

1.5 OBJETIVOS Y ENFOQUE DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

Dado el alto peligro sísmico existente en varias regiones del país, y considerando que la mampostería confinada es el procedimiento constructivo más empleado para vivienda económica, la ingeniería mexicana tiene ante sí la imperiosa necesidad de proporcionar criterios de diseño y construcción que garanticen un comportamiento adecuado de este tipo de estructuras sometidas a solicitaciones de tipo sísmico. Puesto que el comportamiento de las edificaciones construidas con este tipo de sistema estructural fue satisfactorio en los sismos recientes, la normatividad para estructuras de mampostería ha sufrido pocos cambios en los últimos años. La heterogeneidad observada en los diseños de vivienda de bajo costo, la inquietud de proporcionar edificaciones con una seguridad sísmica lo suficientemente amplia y confiable, ha motivado el desarrollo de un programa de investigación del tipo experimental que se lleva a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes del 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).

Dentro de esta fase, se construyó y llevó a la falla un modelo tridimensional de dos niveles, a escala natural, de mampostería confinada (modelo 3D). Considerando la factibilidad de evaluar la rehabilitación de este tipo de estructuras, con un grado de daño severo, empleando una técnica constructiva de fácil aplicación y costo moderado, se reparó el modelo con una malla de alambre electrosoldado y recubrimiento de mortero. Siendo una técnica de rehabilitación empleada actualmente para estructuras de este tipo, la posibilidad de aplicarse en la vivienda económica y la limitada evidencia experimental fueron los factores que decidieron el uso de este método como esquema de reparación y refuerzo del modelo 3D.

Los objetivos del programa experimental fueron evaluar y estudiar:

- 1) Las propiedades estructurales en el intervalo de comportamiento inelástico (deterioro de rigidez y resistencia, capacidades de disipación de energía y deformación)
- 2) Las propiedades estructurales remanentes (resistencia y rigidez) del modelo original y su influencia en el comportamiento del modelo rehabilitado.
- 3) La eficiencia de la malla de alambre seleccionada y del tipo de anclaje para adosarla a la mampostería (corcholata y clavo).
- 4) El modo de falla y los mecanismos resistentes a cortante cuando se emplea malla de alambre y recubrimiento de mortero como método de rehabilitación.
- 5) El efecto del número de anclajes en el comportamiento de los muros (9 y 6 amarres/m²).

1.6 ORGANIZACION DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental incluyó la evaluación de las propiedades mecánicas remanentes del modelo original, la elección de un criterio de diseño del esquema de rehabilitación, la construcción del esquema y una descripción del procedimiento de prueba. Se efectuaron ensayos de vibración ambiental y un ensayo destructivo. En este trabajo se presenta el comportamiento general e interno del modelo rehabilitado a partir del patrón de agrietamiento final, curvas histeréticas carga-desplazamiento y análisis de los deformímetros. El análisis de los resultados incluye una discusión acerca de la contribución de las deformaciones de cortante y flexión a la deformación total, de las características de resistencia, rigidez, y de las capacidades de deformación y de disipación de energía. Se estudian los resultados de las pruebas de vibración ambiental, el modo de falla y se comparan los resultados con los del modelo original. Se presentan recomendaciones de análisis, diseño y construcción de este tipo de método de rehabilitación.

CAPÍTULO 2

COMPORTAMIENTO DEL MODELO ORIGINAL

2.1 INTRODUCCION

Para estudiar el comportamiento de una estructura tridimensional de mampostería confinada, se decidió diseñar y construir, de acuerdo a la normatividad y práctica vigentes en el Distrito Federal, un espécimen de dos niveles a escala natural (modelo 3D), para ser sometido a cargas verticales constantes y cargas laterales cíclicas alternadas. El modelo se sujetó a pruebas de vibración ambiental y a un ensayo destructivo. La prueba destructiva se llevó a cabo aplicando una historia de carga predeterminada, con una distribución de fuerzas triangular invertida en la altura del modelo. La instrumentación se diseñó para poder estudiar el comportamiento global y local del 3D. El comportamiento histerético fue satisfactorio. La respuesta global del espécimen estuvo gobernada por el comportamiento del primer nivel. El modo de falla presentó clara influencia de las deformaciones por corte, con agrietamiento inclinado que penetró a los castillos. La resistencia medida fue 1.95 veces la calculada de acuerdo a la normatividad vigente.

2.2 ANTECEDENTES

2.2.1 Comportamiento y Diseño Sísmico de Estructuras de Mampostería Confinada en la Ciudad de México

La respuesta sísmica de las edificaciones a base de muros de carga de mampostería confinada se ha evaluado a partir del ensayo destructivo de materiales y componentes aislados a escala natural (Meli, 1975). Los ensayos incluyeron la determinación de las propiedades mecánicas de piezas (de diferentes materiales y proceso de fabricación), de pilas y muretes de mampostería. En el ensayo de componentes aislados, algunos especímenes se ensayaron a compresión diagonal, que no considera la influencia de las deformaciones por flexión, y otros en voladizo, sin considerar el efecto de acoplamiento con los muros transversales y el sistema de piso. En los muros ensayados como voladizo, se aplicaron cargas laterales monótonas hasta la falla del espécimen, o cíclicas alternadas, hasta una deformación máxima prefijada. Se exploró la influencia de la carga vertical y de la relación de aspecto en los parámetros que definen el comportamiento y en los posibles modos de falla. A partir de los resultados obtenidos se recomendaron las resistencias y ecuaciones de diseño vigentes hasta 1985.

Las características excepcionales de los sismos de 1985 en la ciudad de México, resentidos por gran parte de la población y en un número elevado de estructuras, motivó la revisión y adecuación de la normatividad vigente en materia de seguridad estructural (DDF, 1987a). Las elevadas aceleraciones registradas en suelo blando condujeron a incrementar los coeficientes sísmicos de diseño para las zonas del lago y transición. La vulnerabilidad de las edificaciones, para distintos materiales y sistemas estructurales, se reflejó en nuevos factores de comportamiento sísmico, Q . Se modificaron y adecuaron algunos factores que influyeron en el nivel de resistencia observado, tales como los factores de reducción de resistencia, F_R , las propiedades mecánicas de los materiales y el control de calidad durante el procedimiento constructivo.

No obstante, el comportamiento observado y posteriores evaluaciones indicaron que las construcciones de mampostería confinada tuvieron una respuesta satisfactoria. Así, no se realizaron cambios radicales en las especificaciones para estructuras de mampostería (DDF, 1987b). Sólo 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 debieron al deterioro de materiales débiles (adobe y mampostería de piedra), al intemperismo y filtraciones, y a hundimientos diferenciales. Los efectos sísmicos dañaron estructuras con muros de relleno, por incompatibilidad con el marco confinante, y con baja densidad de muros en la dirección resistente.

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 (DDF, 1987d). 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 y de magnitud constante en todos los muros de la planta.

Los requerimientos de diseño actuales se basaron en estudios experimentales y analíticos desarrollados en 1975 (Meli) y actualizados a raíz de los eventos sísmicos de 1985 en la ciudad de México.

2.2.2 Programa de Investigación del CENAPRED

La heterogeneidad observada en los diseños de vivienda unifamiliar y multifamiliar, así como la inquietud de proporcionar edificaciones con una seguridad sísmica adecuada, motivó el desarrollo de un extenso programa de investigación sobre estructuras de mampostería en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). El estudio cuenta 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) Comprobar el nivel de seguridad sísmica de viviendas de bajo costo diseñadas y construidas de acuerdo a los criterios y prácticas actuales.
- 2) Sugerir, de ser necesario, recomendaciones a las normas de diseño y construcción, coherentes con el peligro sísmico existente en las diversas regiones del país.
- 3) Desarrollar innovaciones tecnológicas y alternativas en cuestión de materiales y procedimientos constructivos, que garanticen una seguridad estructural adecuada en viviendas de bajo costo.

Dentro de la fase experimental, en una primera etapa se han diseñado, construido y ensayado sistemas de muros planos, de mampostería confinada, de un nivel y a escala natural. Los muros son representativos de componentes estructurales en edificaciones de vivienda económica. En esta etapa, la variable elegida fue el grado de acoplamiento a flexión entre dos muros con diferente relación de aspecto (Alcocer *et al.*, 1991) relación de aspecto. En una segunda etapa, se estudiaron dos tipos de refuerzo horizontal colocado entre las hiladas (Alcocer *et al.*, 1993b, Díaz y Vázquez del Mercado, 1995). La geometría de los muros ensayados se presenta en la Fig. 2.1. Los muros se ensayaron ante carga lateral cíclica alterna para simular el efecto sísmico, y con carga vertical constante para simular el efecto de las cargas muerta y viva. El programa experimental y los principales resultados obtenidos en las dos primeras etapas se resumen en la Tablas 2.1 y 2.2.

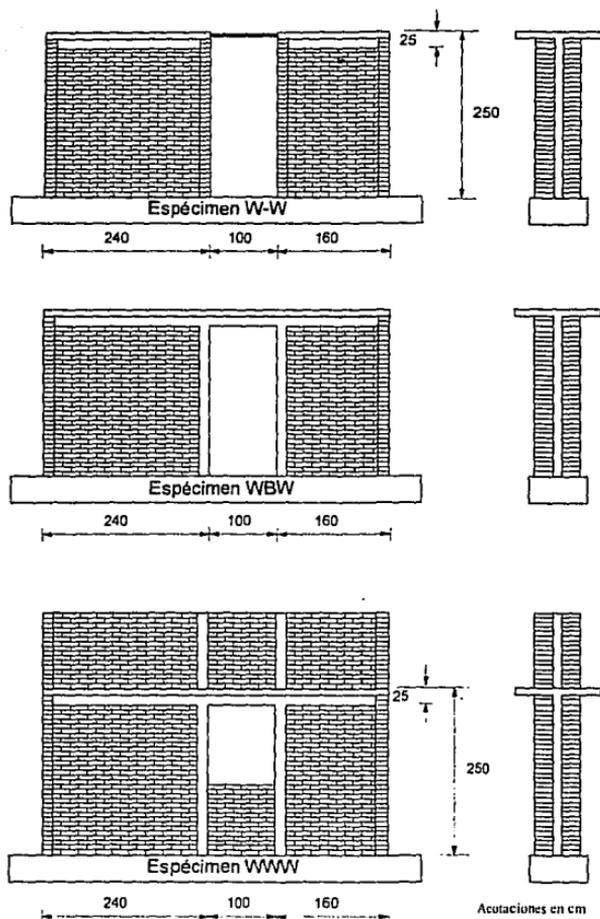


Figura 2.1 Geometría de los Modelos Ensayados en la Primera Etapa (Alcocer et al., 1991)

Tabla 2.1 Resultados del Programa Experimental. Diferentes Tipos de Acoplamiento a Flexión (Alcocer *et al.*, 1991)

Modelo	$V_{u,RDP}$ [t]	V_f^2 [t]	Cortantes de Entrepiso Medidos [t]					
			Ciclos Positivos			Ciclos Negativos		
			V_{cyc}^3 [t]	V_{cyc}^4 [t]	$\frac{V_{max}}{V_{u,RDP}}$ [$\frac{V_{cyc}}{V_{u,RDP}}$]	V_{cyc}^3 [t]	V_{cyc}^4 [t]	$\frac{V_{max}}{V_{u,RDP}}$ [$\frac{V_{cyc}}{V_{u,RDP}}$]
W-W	15.9	15.8 (0.08)	20.5 (0.10)	28.7 (0.60)	1.81 [1.29]	22.0 (0.12)	30.6 (0.54)	1.92 [1.38]
WBW	15.9	24.5 (0.20)	25.1 (0.12)	27.7 (0.60)	1.74 [1.58]	25.1 (0.12)	25.5 (0.15)	1.60 [1.58]
WWW	15.9	25.6 (0.14)	21.6 (0.14)	25.9 (0.16)	1.63 [1.36]	18.2 (0.05)	28.5 (0.31)	1.79 [1.14]

1 Cortante calculado según la normatividad vigente (DDF, 1987b), usando las dimensiones medidas de los modelos.

2 Cortante de fluencia correspondiente a la lectura de fluencia en los deformímetros eléctricos del modelo. En paréntesis se presentan las distorsiones, en por ciento, asociadas a la fluencia.

3 Medido al inicio del agrietamiento inclinado. En paréntesis se presentan las distorsiones, en por ciento, asociadas a las cargas de agrietamiento de los modelos.

4 Cortante máximo medido. En paréntesis se presentan las distorsiones, en por ciento, asociadas a la carga máxima medida en los especímenes.

Tabla 2.2 - Resultados del Programa Experimental. Diferentes Tipos de Refuerzo Horizontal (Díaz y Vázquez del Mercado, 1995)

Modelo	V_{agr} [t]	R_{agr} [%]	V_y [t]	R_y [%]	V_{max} [t]	R_{max} [%]
WBW	25.1	0.12	22.3	0.25	27.7	0.60
WBW-E	27.0	0.11	31.1	0.26	31.1	0.28
WBW-B	27.3	0.18	30.0	0.21	46.7	0.74

donde

- V_{agr} es la carga para el primer agrietamiento inclinado en la mampostería;
- R_{agr} distorsión en el primer agrietamiento diagonal;
- V_y carga al presentarse la primera fluencia;
- R_y distorsión para la primera fluencia;
- V_{max} resistencia máxima; y
- R_{max} distorsión para la resistencia máxima.

2.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL DEL MODELO ORIGINAL

2.3.1 Objetivos y Alcance

Con la intención de comparar la respuesta de un elemento aislado con el de una estructura completa, se decidió la construcción y ensaye de un modelo tridimensional de mampostería confinada, de dos niveles y a escala natural (Alcocer *et al.*, 1993c). En la Fig. 2.2 se muestra el modelo tridimensional. En esta etapa se establecieron los siguientes objetivos:

- a) Extender el conocimiento del comportamiento de muros de mampostería confinada, a partir de evidencia experimental, en componentes de modelos tridimensionales y a escala real.
- b) Estudiar la influencia de los muros ortogonales y el sistema de piso en el comportamiento de sistemas de muros acoplados.
- c) 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 lo establece el método simplificado mencionado antes.
- d) Comprobar la posibilidad de extrapolar los resultados obtenidos en el ensaye de sistemas observada para sistemas de muros planos para predecir el comportamiento de una estructura tridimensional.

En estas secciones se presentan los aspectos más sobresalientes del diseño, construcción y ensayo del modelo original tridimensional (3D). Una explicación más detallada y completa se puede encontrar en (Sánchez, 1995).

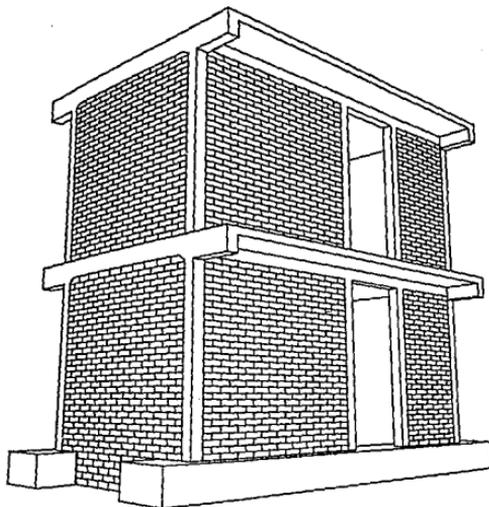


Figura 2.2 Modelo Tridimensional de Mampostería Confinada del CENAPRED
(Alcocer et al., 1993c)

2.3.2 Geometría del Modelo Original

La geometría del modelo tridimensional (modelo 3D) se presenta en la Fig. 2.3. Las dimensiones de los muros y losas, así como el detalle del refuerzo en dadas, castillos y sistema de piso son similares a las del modelo WBW (Alcocer et al., 1991).

El espécimen 3D se construyó para representar un sistema acoplado de muros de mampostería confinada, con diferente relación de aspecto, a escala natural. El modelo 3D tenía 5.0 m de altura, 5.0 m de largo y 3.75 m de ancho. La estructura consistió de dos sistemas paralelos de muros, hechos con tabique de barro recocido. Por nivel, cada sistema estaba compuesto de dos paneles con relaciones de aspecto de 1 y 1.5. Los paneles se ligaron por una dala de cerramiento y

por la losa maciza de concreto reforzado del sistema de piso. La abertura entre los paneles, en forma de puerta, tenía un ancho de 1.0 m. Se trató de evitar al mínimo la torsión en planta (debido a excentricidades accidentales, irregularidades en el proceso constructivo, deterioro no uniforme de rigidez en los muros, o bien una combinación de ellas) construyendo muros cabeceros extremos en la dirección ortogonal a la aplicación de la carga.

2.3.3 Criterio de Diseño, Detallado y Comportamiento Esperado

El diseño, detallado del refuerzo y procedimiento constructivo fueron consistentes con la normatividad y prácticas vigentes en la ciudad de México (DDF, 1987b). Para reproducir el patrón de daño y el modo de falla típico exhibido en edificaciones a base de muros de carga de mampostería confinada, los cuales son los elementos resistentes ante carga lateral, el 3D se diseñó para que fallara por cortante.

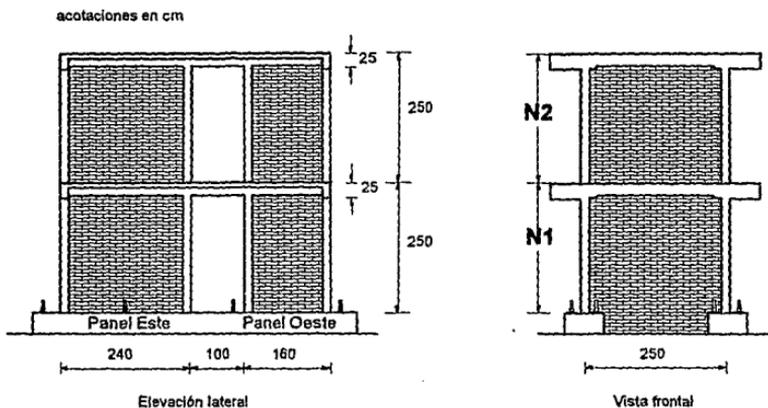


Figura 2.3 Geometría del Modelo 3D

La resistencia a cargas laterales en los muros se calculó con la siguiente expresión (DDF, 1987b)

$$V_{R,RDF} = F_R (0.5 \nu^* + 0.3 s) A_T \leq F_R 1.5 \nu^* A_T \quad (2.1)$$

donde $V_{R,RDF}$ es la fuerza cortante resistente, F_R es un factor de reducción de resistencia, v^* es el esfuerzo cortante resistente de diseño de la mampostería, s es el esfuerzo normal de compresión y A_T es el área transversal de los muros en la dirección de carga.

Para el diseño, se supuso una resistencia al corte de la mampostería $v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ (0.34 MPa) y un esfuerzo normal σ de 5 kg/cm^2 (0.49 MPa). El valor de v^* corresponde a una pieza de arcilla unida con mortero tipo I (con resistencia nominal a la compresión de 125 kg/cm^2), de acuerdo a los valores sugeridos en el inciso 2.4.2 de la norma (DDF, 1987b). El valor del esfuerzo normal es típico para muros de carga de la planta baja en edificios de vivienda económica de cuatro niveles (Díaz-Infante, 1994). Se usó un factor de reducción de resistencia, F_R , igual a 1.0 para calcular la resistencia nominal. La fuerza cortante resistente de diseño del 3D fue calculada igual a 29.7 t (291.4 kN).

La resistencia a flexión en la base de los muros se calculó considerando el efecto de la carga axial, se obtuvo aplicando las expresiones de la normatividad vigente (DDF, 1987b). La resistencia a la flexión puede obtenerse de acuerdo a un diagrama de interacción simplificado (Meli, 1975). De acuerdo a las recomendaciones de diseño (sección 4.3.3), el momento en el plano de la sección se modificará con la relación

$$M_{R,RDF} = M_o + 0.30 P_u d \quad \text{si } P_u \leq P_R / 3 \quad (2.2)$$

$$M_{R,RDF} = (1.5 M_o + 0.15 P_R d)(1 - P_u / P_R) \quad \text{si } P_u \geq P_R / 3 \quad (2.3)$$

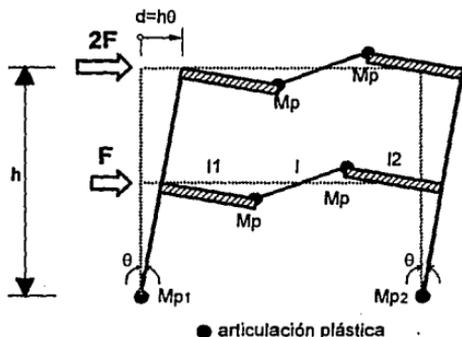
donde P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro (se considera positiva si es de compresión), P_R es la resistencia a la compresión axial de la mampostería, calculada de acuerdo con la norma respectiva (DDF, 1987b, sección 4.2.1), d es el peralte efectivo del refuerzo a tensión, F_R se tomará igual a 0.8 si $P_u \leq P_R / 3$ y 0.6 en caso contrario, y M_o es el momento resistente por flexión simple que se calculará como

$$M_o = F_R A_s f_y z \quad (2.4)$$

donde F_R es un factor de reducción de resistencia a flexión, A_s es el área del refuerzo longitudinal en los castillos, f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del acero longitudinal y z es el brazo de palanca tomado igual a la distancia entre los centroides del acero en los castillos de cada panel.

En el cálculo de la resistencia a flexión se consideró un refuerzo longitudinal típico en los castillos, consistente de cuatro varillas de Grado 42 ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 412.0 \text{ MPa}$) del #3 (0.95 cm). Para calcular la resistencia a cargas verticales se consideró una resistencia de diseño en compresión de la mampostería, f_m^* de 15 kg/cm^2 (1.47 MPa). Para calcular la resistencia a la flexión en ambos paneles (Este y Oeste), se utilizó el segundo criterio. Los factores de reducción de resistencia, F_R , se consideraron unitarios. De esta manera, la resistencia a la flexión considerando la

carga axial fue de 26.2 t-cm (257 kN-cm) para el panel Este y de 15.9 t-cm (155.9 kN-cm) para el panel Oeste. 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. 2.4 y considerando una distribución de fuerzas laterales triangular invertida. Se consideró la resistencia a flexocompresión en los muros y a flexión en la dala. En el mecanismo de falla ilustrado se consideró el efecto de la carga axial actuando sobre los paneles de mampostería y dependió de la longitud en la dala de acoplamiento, así como de la zona rígida considerada para cada panel. Como el sistema de piso se construyó monolíticamente con sus apoyos, se consideró que la dala de acoplamiento y la losa maciza de concreto reforzado actúan en conjunto. La resistencia a flexión se calculó suponiendo una sección "T" equivalente. La anchura efectiva del patín se consideró como la mitad de la longitud de la losa para momento positivo y cuatro veces el espesor de la losa para momento negativo. (Park y Paulay, 1988). Así, la resistencia asociada a una falla por flexión fue de 51.1 t (501.3 kN) La capacidad última en flexión considerando las dimensiones reales y las propiedades experimentales promedio de los materiales se presenta en el capítulo 3 (acápites 3.3.3).



$$V_b = 3F = \frac{2}{3h} [Mp_1 + Mp_2 + 4Mp (1 + \frac{l_1 + l_2}{l})]$$

Figura 2.4 Mecanismo Supuesto de Falla a Flexión

En el diseño de los castillos, dalas y losa se consideró una resistencia a la compresión del concreto igual a 210 kg/cm² (20.6 MPa). En el diseño del sistema de piso se supuso una losa maciza de 10 cm de espesor nominal, colada monolíticamente con sus apoyos. La resistencia de diseño a la compresión de la losa fue de 250 kg/cm² (24.5 MPa). Para el refuerzo longitudinal de los castillos, dalas y el refuerzo de la losa se emplearon varillas corrugadas del Grado 42, con un esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 4200$ kg/cm² (412.0 MPa). El refuerzo transversal en los castillos consistió

de barras lisas (alambrión) del #2 (0.64 cm), con un esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 2200 \text{ kg/cm}^2$ (215.8 MPa).

Los detalles del refuerzo en dalas y castillos, en la dirección longitudinal y transversal, se muestran en las Figs. 2.5 y 2.6. La losa se diseñó como una placa que trabaja en dos direcciones, perimetralmente apoyada. En los extremos de los castillos se colocaron cinco estribos separados a cada 7 cm para confinar el concreto del núcleo. Se dispuso esta separación para aumentar la resistencia a cortante en las zonas extremas en los castillos, para disminuir el daño causado por la progresión de las grietas diagonales en las esquinas de los tableros de mampostería y para lograr un comportamiento de los muros más estable. En la Fig. 2.7 se presenta el armado en el sistema de piso. El detalle y anclaje del refuerzo en castillos, dalas y losas cumplió con los requerimientos vigentes para concreto reforzado (DDF, 1987c).

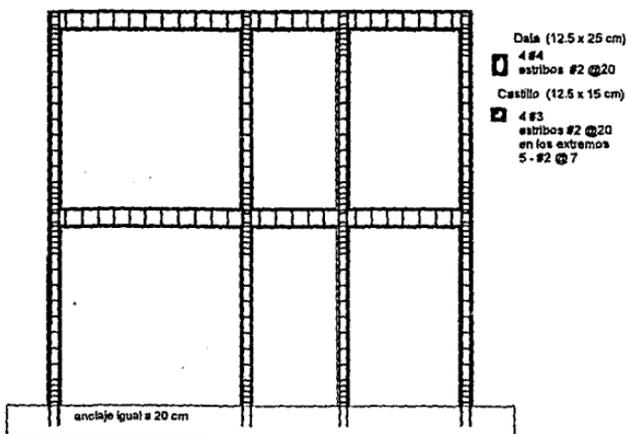


Figura 2.5 Refuerzo de Castillos y Dalas (Dirección de Carga) (Alcoer et al., 1993c)

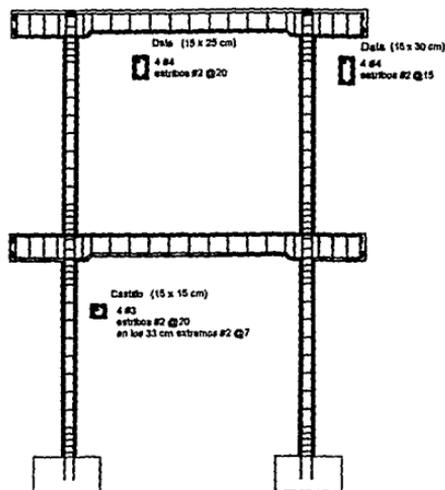


Figura 2.6 Refuerzo de Castillos y Dalas (Dirección Transversal) (Alocer et al., 1993c).

2.3.4 Construcción del Modelo 3D

En la construcción del 3D se empleó mano de obra convencional, contando con la supervisión del personal del laboratorio. Se considera que el procedimiento constructivo y los detalles fueron consistentes con la práctica actual en estructuras de mampostería confinada. Los muros en la dirección de carga fueron desplantados sobre vigas de concreto reforzado.

Los muros se construyeron con tabique de barro recocido con dimensiones promedio de 6.3 x 12.5 x 24 cm. En los extremos de los muros, los tabiques se *dentaron* para asegurar una trabazón adecuada con el concreto de los castillos. Las piezas fueron saturadas antes de su colocación en el muro. Los tabiques fueron unidos con un mortero de cemento con proporciones cemento:arena igual a 1:4. Se empleó cemento portland tipo I. La cantidad de agua añadida fue la suficiente para lograr un mortero trabajable.

El concreto para los castillos fue elaborado en el laboratorio y se colocó con botes. Para la losa se empleó concreto premezclado con tamaño máximo de agregado de 3/4 pulg (1.91 cm). El concreto de la losa se colocó con una bacha. Se efectuó la prueba de revenimiento para verificar la consistencia del concreto. El concreto fresco se compactó con vibradores eléctricos portátiles. 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. En las Tablas 2.3 a 2.6 se presentan los resultados promedio del ensaye de las probetas.

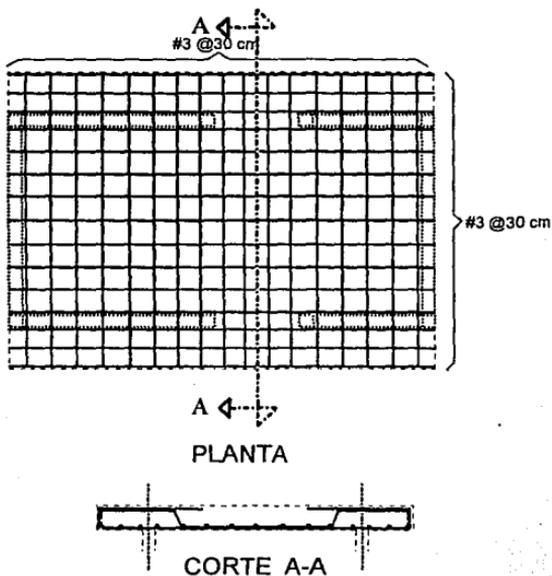


Figura 2.7 Refuerzo de la losa de Entrepiso y Azotea (Alcocer et al., 1993c)

La resistencia a la compresión uniaxial del concreto en cilindros se determinó de acuerdo con la norma NMX-C-83. La prueba de tensión monótona hasta la ruptura del acero de refuerzo se hizo siguiendo la norma NMX-B-6. Se ensayaron pilas y muretes para determinar la resistencia a la compresión y al corte, respectivamente, de la mampostería (DDF, 1987b). La resistencia a la compresión del mortero se determinó como lo estipula la norma NMX C-61 y la resistencia a la tensión con la recomendación ASTM-C 348-86, dado que no existe su equivalente en la normatividad mexicana.

T. Tabla 2.3 Resistencia a la Compresión Uniaxial de Cilindros de Concreto ()

Nivel	Elemento	Edad de prueba [días]	Resistencia Promedio [kg/cm ²]
N1	Castillo	28/a	210 (20.7)
		158/a	235 (23.2)
		28/b	155 (15.1)
		150/b	205 (19.9)
N2	Castillo	—	—
		111	210 (20.3)
		—	—
N1	Dala y Losa	28	310 (30.6)
		124	355 (34.7)
N2	Dala y Losa	28	295 (28.9)
		78	325 (31.8)

Nomenclatura

/a mitad inferior
 /b mitad superior
 () resistencia a la compresión uniaxial, MPa

Tabla 2.4 Propiedades Mecánicas del Acero de Refuerzo

Tamaño de la barra #	f_y [kg/cm ²]	Alargamiento [%]	f_u [kg/cm ²]
2	2710 (265.9)	24	4860 (476.8)
3	4750 (466.0)	12	7505 (736.2)
4	4400 (431.6)	14	7160 (702.4)

Nomenclatura

() resistencia a la tensión, MPa

Tabla 2.5 Propiedades Mecánicas de la Mampostería

f_{max} [kg/cm ²]	f_m [kg/cm ²]	Módulo de Elasticidad, E_m [kg/cm ²]		v_{max} [kg/cm ²]	Rigidez al Cortante, G_c [kg/cm ²]	
		Teórico ¹	Experimental ²		Teórico ³	Experimental ⁴
54 (5.3)	38 (3.7)	22800 (2236.7)	15241 (1493.1)	6 (0.6)	6840 (671.0)	9190 (911.3)

Nomenclatura

f_{max} resistencia máxima a la compresión de la mampostería, medida en pilas
 f_m resistencia de diseño a la compresión de la mampostería

$$f_m = \frac{f_{max}}{1 + 2.5CV}$$

donde

f_{max} es la resistencia promedio a la compresión de las pilas ensayadas
 CV es el coeficiente de variación

- v_{max} es la resistencia al cortante de la mampostería, medida en muretes
¹ se obtiene como $E_m = 600 f_m$ (DIP, 1987b)
² se obtiene de la gráfica esfuerzo normal - deformación en pilas
³ se obtiene como $G_c = 0.3 v_{max}$, donde $v_{max} = 600 f_m$ (DIP, 1987b)
⁴ se obtiene de la gráfica esfuerzo cortante - deformación angular
 () resistencias en MPa.

Tabla 2.6 Propiedades Mecánicas del Mortero de Cemento

Prueba #	Edad de Prueba [días]	$v_{m,c}$ [kg/cm ²]	CV [%]	$v_{m,t}$ [kg/cm ²]	CV [%]
1	28	140 (13.7)	17	10 (1.0)	1
2	125	95 (9.3)	15	8 (0.8)	1
3	165	140 (13.7)	15	---	---
4	171	163 (16.2)	37	---	---

Nomenclatura

- $v_{m,c}$ resistencia a la compresión uniaxial del mortero
 $v_{m,t}$ resistencia a la tensión del mortero
 CV coeficiente de variación
 () resistencias en MPa.

2.3.5 Mecanismo de Carga

En las Figs. 2.8 y 2.9 se muestra el dispositivo de carga empleado en el ensayo destructivo en la dirección de carga y en la dirección transversal del Modelo 3D. Para simular el efecto sísmico se aplicaron cargas laterales en forma estática mediante cuatro gatos hidráulicos de doble acción: dos de 50 t (490.5 kN) en el primer piso y dos de 100 t (981 kN) en el segundo nivel. Los gatos colocados en el segundo nivel fueron controlados con una bomba hidráulica del tipo eléctrico y para los del primer nivel se empleó una de tipo manual.

El efecto de las cargas verticales en los muros debido a las cargas muerta y viva se simuló aplicando una fuerza constante de 36 t (353.3 kN), equivalente a un esfuerzo normal en los muros de la planta baja de 5 kg/cm² (0.49 MPa). Para transmitir la carga vertical se utilizaron seis yugos, dispuestos tres en cada muro. Cada yugo se sujetaba de dos barras de acero de alta resistencia (Grado 105) de 7.9 cm de diámetro, ancladas en la losa de reacción. En cada yugo se colocó un puente de acero, un gato de 50 t (490.5 kN) y una articulación. La carga vertical se distribuyó sobre los muros mediante dos canales de acero unidas espalda con espalda y colocadas encima de la losa. La longitud de cada par de canales coincidió con la de los muros; se usaron cuatro pares. Los gatos fueron controlados por una bomba de tipo eléctrico.

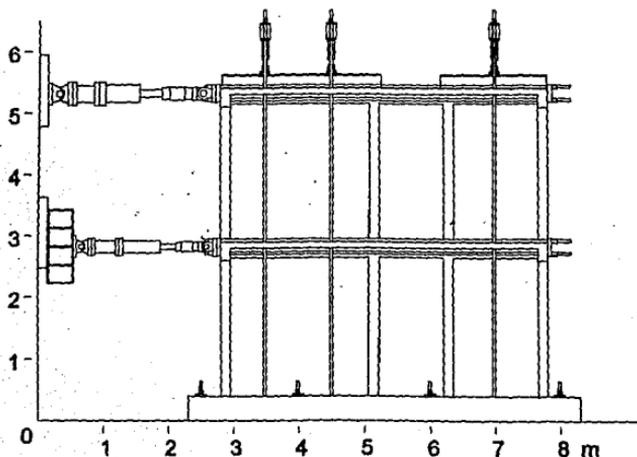


Figura 2.8 Dispositivo de Carga del Modelo 3D (Dirección Longitudinal)

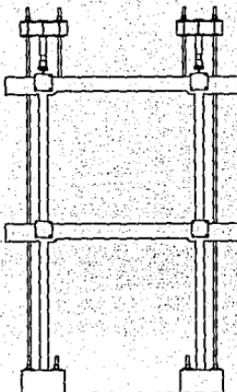


Figura 2.9 *Dispositivo de Carga del Modelo 3D (Dirección Transversal)*

2.3.6 Instrumentación

El modelo 3D fue profusamente instrumentado para estudiar el comportamiento global y local. Se dispusieron los instrumentos necesarios para obtener información que permitiera verificar los criterios de análisis y diseño establecidos en las normas actuales. En la Fig. 2.10 se muestra la ubicación de la instrumentación para el muro Sur. Una disposición parecida se colocó en el muro Norte (no mostrada). La instrumentación de la cara Norte sólo incluyó transductores de desplazamiento en las diagonales de los paneles y en el eje de los castillos del primer nivel. Se emplearon tres tipos de instrumentos de medición: *celdas de carga*, *transductores de desplazamiento* y *deformímetros eléctricos*. Las cargas laterales y verticales aplicadas al modelo 3D fueron medidas con celdas de carga. Para fines de este informe se definió como primer nivel (N1) a la altura desde la viga de cimentación hasta el paño superior de la losa de entrepiso y segundo nivel (N2) del paño superior de la losa de entrepiso hasta el paño superior de la losa de azotea. En la Fig. 2.3 se caracterizan estas definiciones. Así, los desplazamientos laterales de las losas de entrepiso y azotea se midieron con transductores de desplazamiento. A partir de esta información se pudo calcular el cortante basal, V_b , así como la distorsión total, RT , del primer nivel, $R1$, y del segundo nivel, $R2$. Estos conceptos se definen a continuación:

$$V_b = F_1 + F_2$$

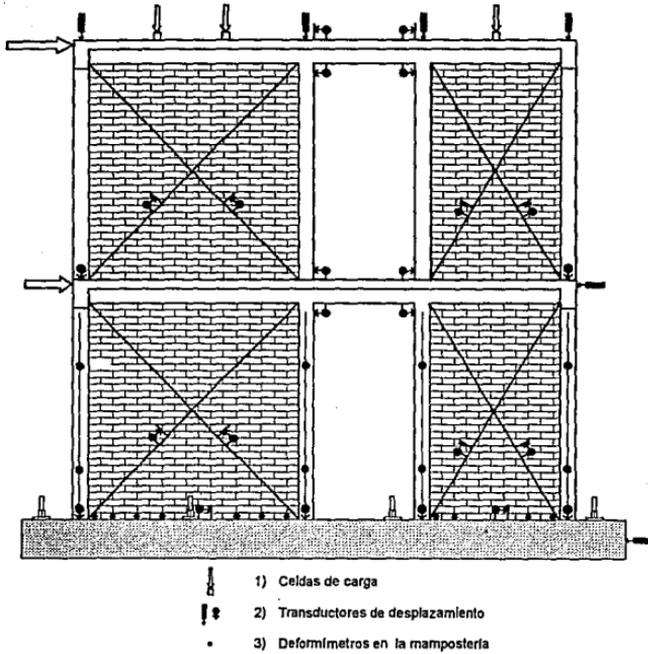


Figura 2.10 Instrumentación del Modelo 3D (Lado Sur)

$$V_s = F_1 + F_2$$

$$RT = \frac{D_2}{H_2}$$

$$RI = \frac{D_1}{H_1}$$

$$R2 = \frac{D_2 - D_1}{H_2}$$

donde

- F_1 es la carga lateral total aplicada en la losa del primer nivel (N1),
- F_2 es la carga lateral total aplicada en la losa del segundo nivel (N2),
- D_2 es el promedio de los desplazamientos del segundo nivel (N2),
- D_1 es el promedio de los desplazamientos del primer nivel (N1),
- H_2 es la altura de los sensores del segundo nivel (N2) medida desde la viga de cimentación,
- H_1 es la altura de los sensores de N1 medida desde la viga de cimentación (VC), y
- H_2 es la altura de los sensores de N2 medida desde la losa del primer nivel (N1).

Los datos experimentales y las características del comportamiento del modelo se pueden clasificar en las siguientes categorías:

- a) Cargas aplicadas por los gatos hidráulicos.
- b) Desplazamientos laterales de la losa de cada piso.
- c) Deformaciones de los paneles de mampostería.
- d) Deslizamientos entre los paneles de mampostería y la viga de cimentación.
- e) *Rotaciones* de los dinteles de las puertas.
- f) *Rotaciones y Curvaturas* de los paneles de mampostería.
- g) Deformaciones en el acero de refuerzo.
- h) Deformaciones en los tabiques de barro.

En el Capítulo 4 se definen los conceptos de *rotación* y *curvatura*. Las rotaciones en los extremos de la dala del muro Sur fueron medidas con transductores de desplazamiento colocados a 10 cm, aproximadamente, arriba de la losa de entrepiso y abajo de la propia dala. De manera similar, las rotaciones en los muros fueron medidas con transductores de desplazamiento colocados a 8, 10 y 184 cm, en promedio, de la viga de cimentación, alineados respecto al eje de los castillos. Los transductores de desplazamiento fueron apoyados sobre pequeñas placas de acrílico. Se instrumentó el acero de refuerzo en la dala del muro Sur, los castillos de ambos muros y las losas de ambos niveles con deformímetros eléctricos. En la cara Norte sólo se dispusieron deformímetros en la base de los castillos del primer nivel. En la Fig. 2.11 se muestra la ubicación de los deformímetros en la base de los castillos del primer nivel. La posición de los deformímetros eléctricos en la losa de entrepiso se ilustra en la Fig. 2.12. Asimismo, se colocaron deformímetros eléctricos, del tipo roseta, en algunos tabiques de la primera hilada de tabiques del muro Sur.

En total se emplearon 159 instrumentos, cuya información durante el ensayo fue capturada con un sistema automático controlado por una computadora personal y almacenado en el disco duro. En forma paralela, se obtuvo un respaldo impreso para procesar resultados preliminares en cada etapa de carga. La información final fue organizada en hojas de cálculo para su reducción y análisis.

2.3.7 Captura de Datos

A través de una computadora personal se monitorearon durante el ensaye, en tiempo real, las cargas aplicadas (horizontales y verticales) y los desplazamientos horizontales de ambos niveles. El comportamiento del modelo se representó gráficamente en tiempo real. Las curvas que se mostraron en pantalla fueron las siguientes:

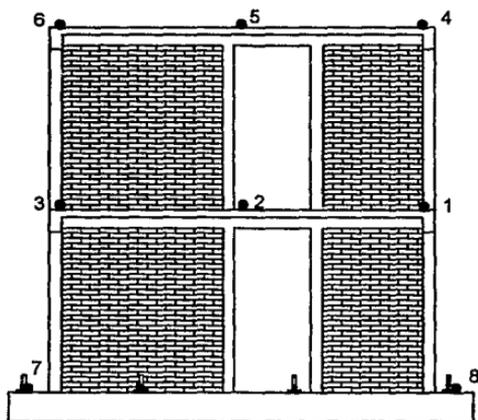
- 1) Cortante basal - distorsión total ($V_b - RT$).
- 2) Cortante del segundo nivel - distorsión del N2 ($F_2 - R2$)
- 3) Cortante basal-distorsión del N1 ($V_b - R1$).
- 4) Desplazamiento del muro Sur N2-desplazamiento del muro Norte N2, para evaluar la ocurrencia de torsiones significativas durante el ensaye destructivo.

2.4 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

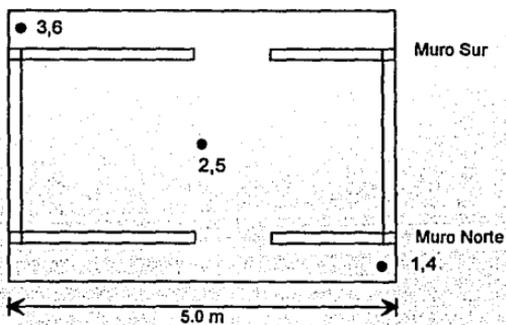
2.4.1 Ensayes de Vibración Ambiental

Con la intención de evaluar las propiedades dinámicas experimentales (periodos de vibración, formas modales y porcentaje de amortiguamiento viscoso), el modelo 3D se sometió a pruebas de vibración ambiental y vibración libre, antes y después del ensaye destructivo. Las pruebas de vibración ambiental consisten en medir las vibraciones originadas por el ambiente, tales como el viento, el tráfico, microtemblores y personas o equipo en movimiento, las cuales inducen pequeños desplazamientos en la estructura. Se utilizan servoacelerómetros de alta sensibilidad para registrar las vibraciones. Las señales registradas por los sensores son amplificadas, filtradas y transmitidas a un analizador de espectros, donde se acondicionan y amplifican adecuadamente. En el analizador, las señales se procesan en tiempo real para obtener espectros de potencia, funciones de coherencia, de transferencia y de ángulo de fase. De esta manera, las frecuencias y formas modales se obtuvieron con respecto a dos puntos ubicados al nivel de las vigas de cimentación. En la Fig. 2.13 se muestra la disposición de los acelerómetros. Los registros de vibración libre se obtuvieron tirando de una cuerda sujeta a la losa del segundo nivel. El amortiguamiento viscoso se calculó empleando el concepto de decremento logarítmico (Clough y Penzien, 1975).

Las pruebas de vibración ambiental se hicieron con la colaboración del Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM). La metodología y equipo utilizado son similares a pruebas anteriores (Murà *et al.*, 1994). Los resultados de vibración ambiental se presentan en la Tabla 2.7. Puede observarse que en la dirección de aplicación de la carga (dirección longitudinal), el modelo 3D tuvo frecuencias más grandes (19%) que en la dirección transversal, lo cual indica que el modelo era más flexible en la dirección ortogonal. La frecuencia asociada al primer modo de torsión se encontraba alejada de las obtenidas para los modos de traslación, evidenciando la baja influencia de las deformaciones por torsión en el comportamiento del espécimen. Los valores del porcentaje de amortiguamiento crítico, h_c , obtenidos experimentalmente fueron inferiores a los valores supuestos en el análisis dinámico; usualmente se suponen valores de h_c de 0.05.



ELEVACION



PLANTA

Figura 2.13 Distribución de los Servoacelerómetros en las Pruebas de Vibración Ambiental

Tabla 2.7 - Frecuencias y Amortiguamientos Críticos Identificados a Partir de Pruebas de Vibración Ambiental

	1er. MODO f (Hz)	2o. MODO f (Hz)	h_c [%]
MODELO	3D	3D	3D
Longitudinal, L	15.43 (0.065)	52.00 (0.019)	1.03
Transversal, T	12.99 (0.077)	36.33 (0.028)	1.66
Torsión, R	24.71 (0.040)	78.00 (0.0128)	---

Nomenclatura

- f frecuencia natural de vibración
- h_c amortiguamiento crítico
- () periodo natural de vibración, segundos

2.4.2 Ensayo Destructivo

El 3D fue llevado a la falla aplicando ciclos alternados de carga lateral estática, manteniendo una distribución de fuerzas triangular invertida en la altura el modelo. La normatividad vigente supone esta distribución al considerar un perfil de aceleraciones proporcional con la altura, cuando la altura y la masa son constantes en cada nivel (DDF, 1987d). La carga vertical se mantuvo constante durante la prueba. El espécimen se diseñó para fallar por cortante. La historia de carga se muestra en la Fig. 2.14. En una fase inicial, el ensayo fue controlado por carga (cortante basal máximo) hasta el primer agrietamiento inclinado de la mampostería. Posteriormente, el ensayo se controló hasta un nivel de distorsión total, RT , predeterminado. La primera etapa es similar a la del ensayo de los componentes aislados, con la intención de comparar el comportamiento. En la segunda etapa se aplicaron ocho de los doce ciclos a los que fue sometida la estructura. Dos ciclos al mismo nivel de RT se aplicaron para evaluar la estabilidad en el comportamiento histerético. La máxima distorsión total, RT , fue de 0.36%, mientras la distorsión del primer nivel, RI , correspondió a 0.50%. El ensayo se interrumpió hasta este nivel de distorsión para no producir un grado de daño excesivo que impidiera la rehabilitación del modelo posteriormente. Aunque los niveles máximos de

desplazamiento alcanzados son excesivos para edificios de mampostería confinada, ya que el estado final de daño fue severo, permiten estudiar el comportamiento de muros ante grandes desplazamientos.

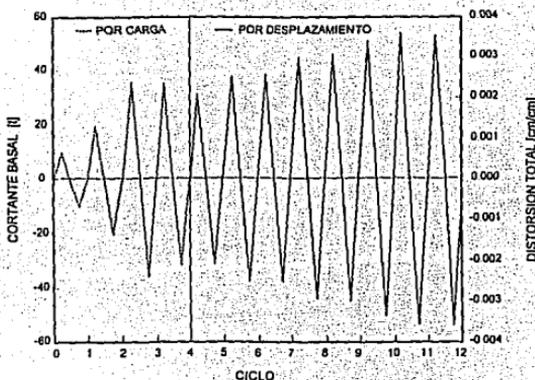


Figura 2.14 Historia de Carga del Modelo 3D

Para fines del ensayo y presentación de esta investigación, un semiciclo fue positivo cuando los gatos empujaban al modelo (el pistón salía de los cilindros), en dirección Este a Oeste. Así, el muro cabecero Este estaba a tensión y el Oeste a compresión. De manera inversa se aplicó el semiciclo negativo. Cuando sea necesario indicar la dirección de aplicación de la carga, se denotará "ciclo 8/pos" o "ciclo 10/neg".

Para facilitar la descripción del ensayo destructivo, en la Fig. 2.15 se muestra la nomenclatura asignada a los elementos de la estructura: castillos, dadas de cierre, losas y muros. Como ejemplo, el Castillo interior (3) del Muro Norte en el N1 se designó como *C3MNN1*; *DMS1* corresponde a la Dala en el Muro Sur del N1; la Losa de azotea (N2) se denominó *LN2*; el Muro del lado Sur Panel Este del N1 se conoce como *MSPE1* y el Muro Cabecero Este se designó como *MCE*.

2.5 RESULTADOS DEL EXPERIMENTO

2.5.1 Secuencia de Daño y Respuesta Histerética

El espécimen 3D se construyó para representar un sistema acoplado de muros de mampostería confinada, con diferente relación de aspecto, a escala natural. El desplazamiento

máximo, medido en la losa del N2, fue de 1.74 cm ($RT = 0.36\%$, $RI = 0.50\%$). El desplazamiento impuesto, excesivo para este tipo de estructuras en zonas de alto peligro sísmico, permitió estudiar el comportamiento y los mecanismos resistentes a corte de muros de mampostería confinada ante grandes desplazamientos y la respuesta ante cargas laterales de la estructura completa. El 3D alcanzó su resistencia a una distorsión total de 0.30%, inferior que la distorsión asociada a la resistencia del modelo WBW (0.60%). El estado final de daño del 3D se clasificó como Estructural Grave, o severo, de acuerdo con la Tabla 1.1 (Iglesias, 1988).

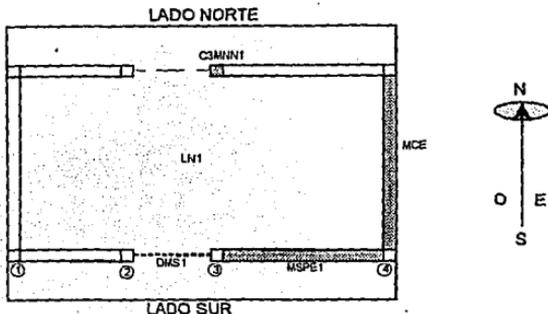


Figura 2.15 Nomenclatura y Ubicación de los Elementos Estructurales

El patrón de agrietamiento final para el muro Norte y el perfil de desplazamientos laterales durante el transcurso de la prueba se muestra en la Fig. 2.16. Se observó una distribución similar de grietas en los paneles del muro Sur.

El comportamiento histerético se estudió a partir de las curvas carga lateral - distorsión. En las Figs. 2.17, 2.18 y 2.19 se muestran las curvas cortante basal - distorsión total, $V_b - RT$, cortante basal - distorsión del primer nivel, $V_b - RI$, y cortante del segundo nivel - distorsión del segundo nivel, $V_2 - R2$. Se indican los ciclos más significativos del ensaye destructivo. En las curvas se indican, la resistencia a cortante del 3D calculada de acuerdo al inciso 2.3.3, $V_{R,RDP}$, la resistencia asociada a una falla por flexión obtenida con el mecanismo supuesto e ilustrado en la Fig. 2.4, V_f , y la resistencia medida experimentalmente, V_n . En el cálculo de $V_{R,RDP}$ se supuso un esfuerzo cortante de la mampostería $v' = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ (0.34 MPa), de acuerdo a los valores sugeridos en el inciso 2.4.2 de la normatividad vigente (DDF, 1987b), y un factor de resistencia unitario. La cortante asociada al primer agrietamiento, V_{ag} , y a la primera lectura de fluencia registrada en los deformímetros de los castillos, V_f , también se indican. Las curvas carga lateral - distorsión del modelo original (3D) se trazaron a la misma escala que las que se mostraron para el modelo rehabilitado (3D-R), con la intención de comparar la respuesta de ambos modelos (Capítulo 4).

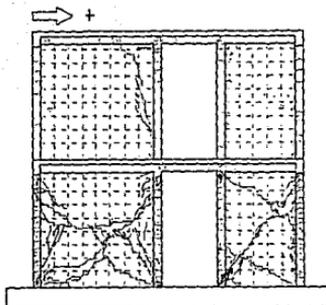


Figura 2.16 Patrón Final de Agrietamiento para el Muro Norte del Modelo 3D

En general, los lazos histeréticos de las curvas total y del N1 son simétricos y sin estrangulamiento, aun para ciclos a distorsiones elevadas. El comportamiento histerético es estable, en ciclos a la misma distorsión, y con buena capacidad de disipación de energía. La estabilidad puede observarse si se comparan ciclos a la misma distorsión, por ejemplo los ciclos 8 y 9. El daño se concentró en el primer nivel, caracterizado por agrietamiento inclinado de la mampostería, mientras el segundo nivel casi no presentó daño. Los lazos histeréticos de la curva del N2 fueron característicos de elementos sin daño, con comportamiento elástico lineal. Durante el primer ciclo ($RT = 0.02\%$, $RI = 0.02\%$) se observaron pequeñas fisuras horizontales en los castillos extremos de los muros del N2. El fisuramiento se observó en la mitad superior de los castillos. Las curvas muestran un comportamiento elástico hasta el ciclo 2 ($RT = 0.05\%$, $RI = 0.04\%$). A este nivel de distorsión se observaron fisuras horizontales, por flexión, en los castillos del N1. Las dadas del N1 exhibieron grietas cercanas al paño de los castillos interiores. Las primeras fisuras, por tensión diagonal, aparecieron cerca de las esquinas de los paneles durante el desarrollo del ciclo 3/pos ($RT = 0.14\%$, $RI = 0.14\%$). La cortante de agrietamiento, V_{ag} , fue de 34.4 t (337.4 kN) y correspondió a una distorsión total, RT , de 0.13%. La primera fluencia en los deformímetros de los castillos se registró a una carga lateral, V_p , de 32.6 t (319.8 kN) y correspondió a una distorsión total, RT , de 0.27%. Las fisuras atravesaron los tabiques o seguían las juntas del mortero. A partir de este ciclo, los lazos exhibieron histeresis. Así, el inicio del fisuramiento inclinado se asoció a la incursión del modelo en la etapa de comportamiento inelástico. Durante el ciclo 3, las losas de ambos niveles se agrietaron perpendicularmente a la dirección de aplicación de carga. Las grietas en las losas coincidieron con el paño de los castillos interiores, extendiéndose hacia los voladizos conforme transcurrió la prueba. En el MCE del N1 se observó una fisura horizontal a la altura de la viga de cimentación, por flexión fuera de su plano, que siguió la junta de mortero. Las fisuras inclinadas se prolongaron y comenzaron a penetrar a los extremos de los castillos durante el ciclo 4 ($RT = 0.17\%$, $RI = 0.20\%$). Durante este ciclo, el MCE del N1 exhibió fisuramiento horizontal, por flexión fuera de su plano, a la mitad de la altura. Los muros del N2 no presentaron daño hasta el ciclo 5 ($RT =$

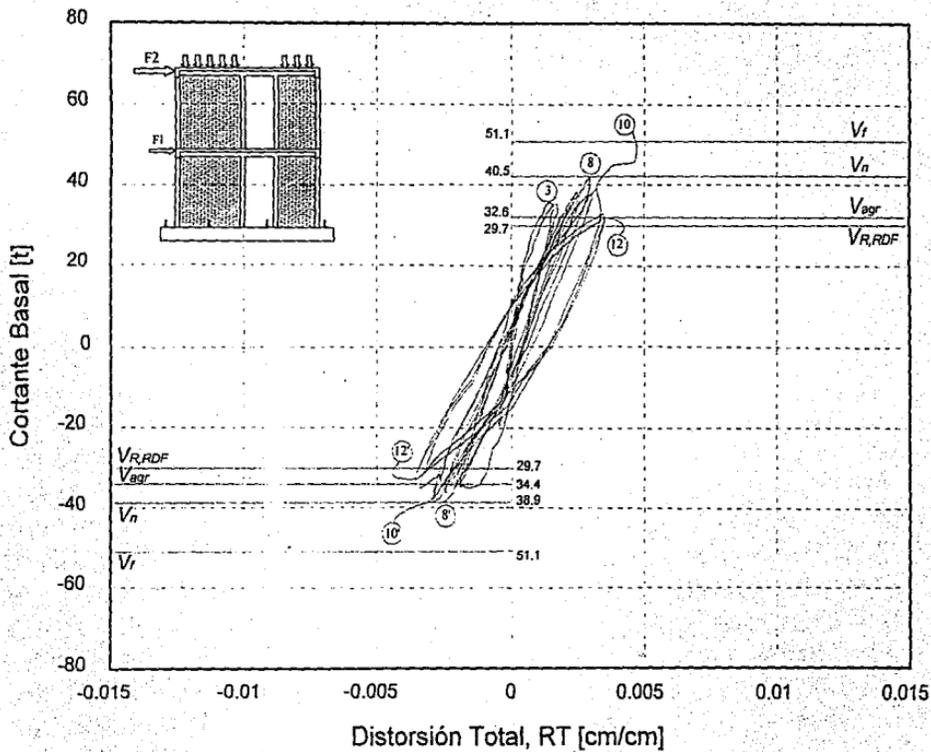


Figura 2.17 Curva Cortante Basal-Distorsión Total (Modelo 3D)

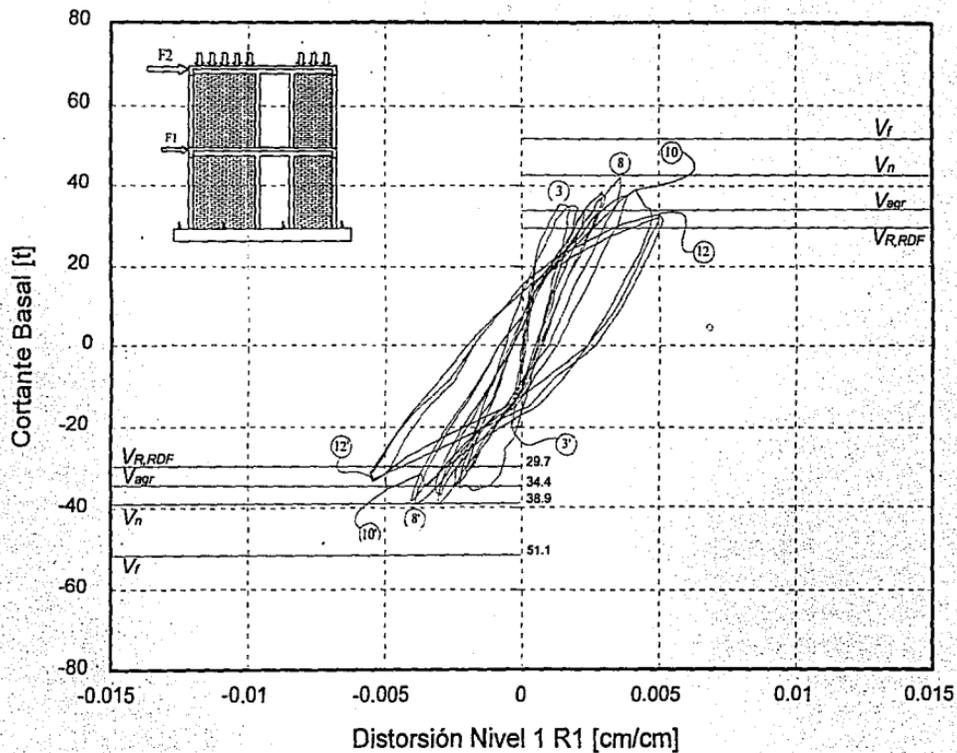


Figura 2.18 Curva Cortante Basal-Distorsión Nivel 1 (Modelo 3D)

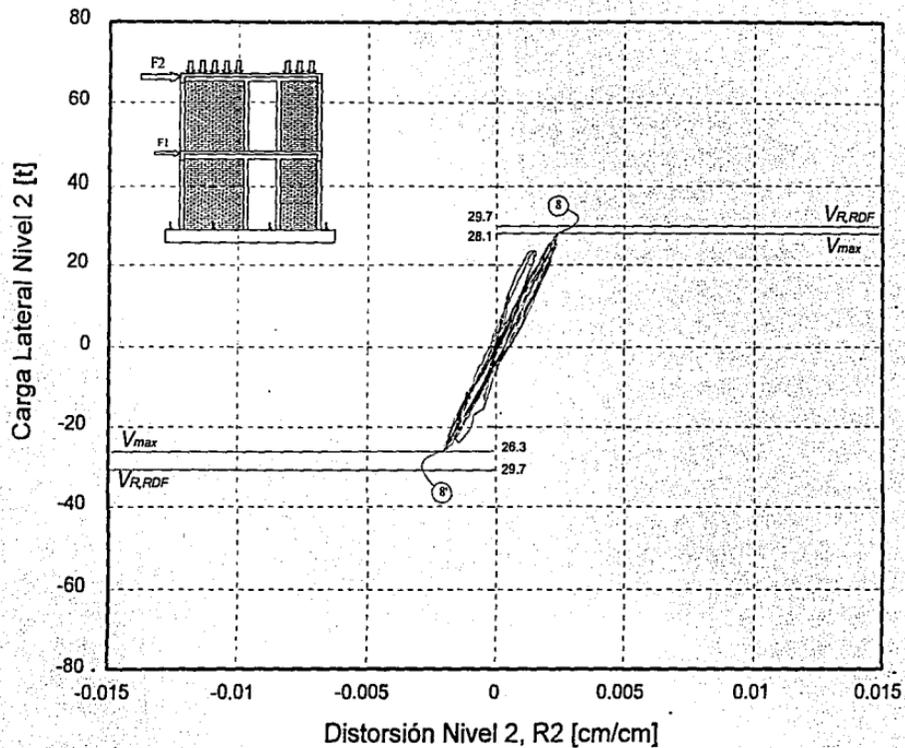


Figura 2.19 Curva Carga Lateral del N2-Distorsión Nivel 2 (Modelo 3D)

0.21%, $R_I = 0.23\%$), observándose fisuras sensiblemente verticales. En general, una vez iniciado el fisuramiento inclinado en los paneles de N1, las grietas progresaron hacia la parte central conforme se incrementó el nivel de desplazamiento aplicado. En este ciclo, los muros presentaron grietas de tensión diagonal concentradas sobre las diagonales de los muros, describiendo un patrón de agrietamiento principal en forma de "X". Durante el ciclo 6 ($RT = 0.25\%$, $R_I = 0.29\%$) las grietas inclinadas de paneles de mampostería comenzaron a incursionar los extremos de los castillos. A este nivel de distorsión aumento la anchura de las grietas a cerca de 4 mm. No se observaron nuevas grietas en las dalas del N1, disminuyendo la anchura de las fisuras existentes durante la prueba. La resistencia del 3D, V_n , se alcanzó en el ciclo 8 ($RT = 0.30\%$, $R_I = 0.36\%$), con una cortante basal de 40.5 t (397.3 kN). A partir de este ciclo, se observó una disminución en la resistencia debido al aplastamiento del concreto en los castillos, al estar en compresión por la flexión del modelo. Asimismo, se registró la primera fluencia en los deformímetros de los castillos y correspondió a una carga lateral, V_y , de 32.6 t (319.8 kN) para una distorsión total, RT , de 0.27%. En general, los castillos del N1 exhibieron agrietamiento horizontal en toda la altura y daño por cortante en los extremos de los castillos interiores que limitaban la abertura. En el ciclo 10 ($RT = 0.34\%$, $R_I = 0.42\%$), el daño se concentró en las zonas extremas de los castillos por la penetración completa de las grietas inclinadas y el desconchamiento del concreto en el recubrimiento y parte del núcleo. Finalmente, la falla del modelo coincidió con el cizallamiento de los castillos ($RT = 0.35\%$, $R_I = 0.50\%$).

No obstante el deterioro en la resistencia V_n , la capacidad ante cargas laterales se mantuvo por arriba de la calculada en el inciso 2.3.3, empleando la norma respectiva (DDF, 1987b) con $v' = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ (0.34 MPa) y un factor de reducción de resistencia unitario, aun a distorsiones consideradas excesivas para estructuras de mampostería. La respuesta del modelo 3D estuvo dominada por el comportamiento del primer nivel.

El comportamiento observado en otros ensayos de estructuras dominadas por corte ha mostrado un estrangulamiento en 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 comportamiento histerético del 3D fue diferente. El confinamiento de los muros de mampostería, mediante dalas y castillos, así como la carga vertical aplicada resultaron beneficios 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 (Alcocer *et al.*, 1993c).

2.5.2 Comportamiento General del Modelo 3D

En la Fig. 2.20 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. En la misma figura se indican las resistencias a cortante obtenida con la normatividad vigente (DDF, 1987b), $V_{R,DDF}$ y la asociada a la falla por flexión obtenida a partir de un criterio plástico, V_f . El modelo 3D mantuvo, y aumento, su capacidad para resistir cargas laterales aun iniciado el fisuramiento inclinado de la mampostería ($RT = 0.13\%$). La resistencia del 3D, V_n , fue 1.95 veces la calculada de acuerdo con las expresiones de la normatividad vigente (DDF, 1987b), $V_{R,DDF}$. 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 las grietas inclinadas que penetren los castillos ($RT = 0.30\%$, $RI = 36\%$).

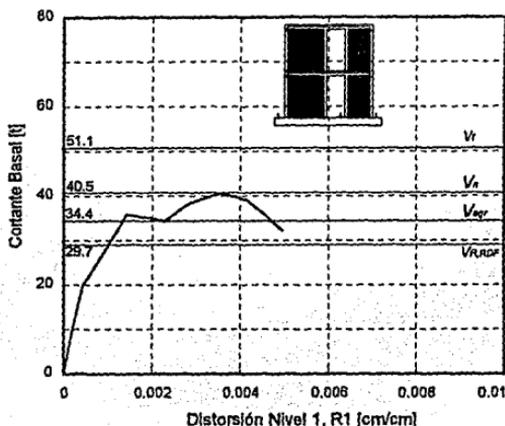


Figura 2.20 *Envolvente de la Respuesta para el Modelo 3D*

Para estudiar la degradación de rigidez, se utilizó el concepto de rigidez de ciclo, K_p . En este trabajo, la rigidez de ciclo se definió como la pendiente de la secante que une los puntos con distorsión y cortante basal máximos, para un ciclo completo. El deterioro de rigidez en función de la distorsión del N1 para el modelo 3D se muestra en la Fig. 2.21. La rigidez inicial, K_p , del modelo 3D fue de 249.3 t/cm (2445.6 kN/cm). La rigidez inicial, K_p , del 3D sufrió un rápido deterioro durante los tres primeros ciclos. El valor inicial de la rigidez había disminuido en 46% al finalizar el ciclo 3 ($RT = 0.14\%$, $RI = 0.14\%$). La curva exhibe una tasa de deterioro con tendencia parabólica en función del nivel de distorsión. El deterioro de rigidez inició al aparecer fisuras horizontales, por flexión, en los castillos exteriores y al reacomodo de los tabiques ($RT = 0.02\%$). La tasa de deterioro aumentó al agrietarse diagonalmente la mampostería. Una disminución brusca se debió al cizallamiento y aplastamiento del concreto de los castillos. Este tipo de comportamiento ha sido observado en ensayos de sistemas de muros de mampostería bidimensionales y de un nivel.

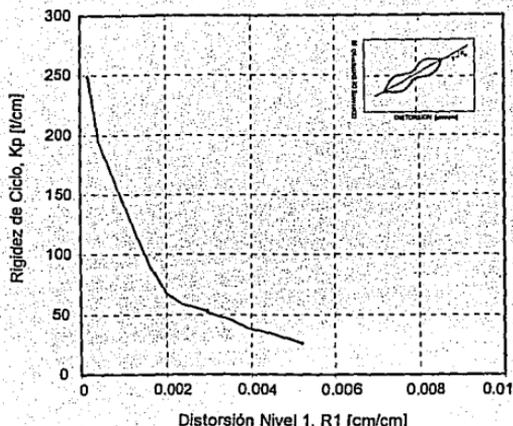


Figura 2.21 Degradación de Rigidéz del Modelo 3D

2.6 CONCLUSIONES

A continuación se presentan las conclusiones obtenidas del ensaye destructivo de un espécimen tridimensional de dos niveles a escala natural construido con mampostería confinada (modelo 3D). El espécimen fue sometido a cargas cíclicas horizontales manteniendo una distribución triangular invertida en la altura de la estructura. Las conclusiones se basan en el comportamiento general observado durante el ensaye destructivo del modelo 3D. Una discusión más amplia del análisis de resultados se presenta en (Sánchez, 1995)

- 1) De acuerdo con el comportamiento observado y con el análisis de los resultados obtenidos se puede afirmar que el modelo 3D presentó una respuesta muy satisfactoria.
- 2) De acuerdo al patrón final de agrietamiento, el daño se concentró en el primer nivel caracterizado por grietas inclinadas en la mampostería. El segundo nivel prácticamente no sufrió daño. La grietas seguían las juntas de mortero (falla por cortante) y atravesaban la unidad (falla por tensión diagonal).
- 3) El comportamiento histerético del N1 se estudio a partir de las curvas carga lateral - distorsión. En las curvas de distorsión total, R_7 , y del N1, R_1 , los lazos histeréticos fueron

simétricos y estables. El modelo 3D exhibió buenas capacidades de disipación de energía y de deformación. En el segundo nivel, los lazos permanecieron prácticamente elásticos.

4) La resistencia medida experimentalmente, V_n , fue mayor en 1.95 veces a la calculada con la expresiones de diseño del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (DDF, 1987b), $V_{R,DDF}$.

5) La rigidez inicial disminuyó con el nivel de desplazamiento y exhibió una tasa de deterioro con tendencia parabólica.

6) Deben limitarse los desplazamientos laterales antes que el agrietamiento inclinado penetre los castillos y, por consiguiente, comience el deterioro en resistencia. Para evitar un deterioro brusco en la resistencia, principalmente, se sugiere limitar el nivel de desplazamiento del $N1$, $R1$, a 0.36% ($RT = 0.30\%$) en las estructuras de mampostería confinada. Para proteger los castillos y preservar una respuesta estable, es conveniente reforzar los extremos de los castillos con estribos a baja separación y/o aumentar el tamaño (sección) de los castillos.

El brusco deterioro en la rigidez inicial, al incursionar en el rango de comportamiento inelástico, puede inducir fuerzas adicionales a las considerados en el diseño. Para las estructura rígidas ubicadas en zonas sísmicas de terreno duro, generalmente cercanas a las fuentes de incidencia, es conveniente proporcionar capacidad de desplazamiento adicional 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, 1987b).

Dada la popularidad de la mampostería confinada como sistema constructivo en vivienda de bajo costo, los criterios de diseño actuales deben tener en cuenta un estado límite de daños que permita su recuperación estructural ante un evento sísmico. Un excesivo nivel de daño en los paneles de mampostería redundará en técnicas de rehabilitación poco accesibles y económicas. El impacto social, posterior a la ocurrencia de un sismo severo, es un factor que también debe tomarse en cuenta.

CAPITULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL DEL MODELO REHABILITADO

3.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presenta el criterio adoptado para diseñar la rehabilitación del modelo de dos niveles, a escala natural, de mampostería confinada. El espécimen fue rehabilitado con una malla de alambre electrosoldado colocada en un lado de los muros de la planta baja y recubierta con mortero de cemento. Para anclar la malla a los muros se usaron clavos y se colocaron corcholatas para separar la malla del muro. Se discute la evaluación de la capacidad y rigidez remanentes a partir del comportamiento histerético del ensaye del modelo 3D. Se describen las consideraciones hechas para calcular la resistencia del modelo rehabilitado (3D-R). Se describe la secuencia constructiva de la rehabilitación y el procedimiento de prueba de la estructura 3D-R. Finalmente, se comentan las propiedades dinámicas obtenidas de pruebas de vibración ambiental.

3.2 EVALUACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS REMANENTES DEL MODELO ORIGINAL

3.2.1 Objetivo

El efecto destructivo de los sismos de 1985, en la ciudad de México y otras ciudades del país, puso de manifiesto la vulnerabilidad de algunas de las edificaciones existentes. Ante esta situación, la ingeniería mexicana tuvo la necesidad de iniciar un proceso masivo de rehabilitación de estructuras dañadas. En esta ardua labor, se adaptaron y aplicaron diversos métodos de reparación y refuerzo desarrollados y utilizados en diferentes partes del mundo. Sin embargo, el ingeniero proyectista tuvo que identificar y evaluar las causas del daño, asegurar el funcionamiento temporal del inmueble, elegir y diseñar la técnica de rehabilitación más adecuada e implementar el procedimiento constructivo con pocas guías cuantitativas. En la actualidad, la renovación de los códigos en materia de seguridad sísmica ha motivado el refuerzo de estructuras existentes.

En un proceso de rehabilitación estructural resulta indispensable conocer, tanto los posibles modos de falla en la estructura original, como la *capacidad* y *rigidez remanentes* de la estructura, en particular si fue dañada por sismos. Actualmente, la normatividad mexicana no proporciona guías para la elección y correcta aplicación de los métodos descritos en la literatura técnica, ni tampoco criterios para el análisis y diseño de la rehabilitación de estructuras dañadas por sismo.

A raíz de los sismos de 1985, fue común que en el diseño del método de rehabilitación no se considerara la *capacidad remanente* de la estructura dañada, o de sus elementos resistentes. Frecuentemente, se supuso que la rigidez y capacidad ante cargas laterales la proporcionarían los nuevos elementos. Como ejemplo se encuentra la adición de contraventeos metálicos o muros de rigidez y el encamisado metálico de columnas y vigas. En otros casos, como en el encamisado con concreto, se consideró una fracción de la capacidad original del elemento dañado si existía adecuada adherencia entre el material nuevo y existente. A partir de estas consideraciones, se obtuvieron 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.

Por una parte, ante un evento sísmico, la respuesta de una estructura depende de sus propiedades dinámicas, como el periodo fundamental de vibración. Por otra, en un análisis dinámico las fuerzas de diseño se relacionan con el periodo fundamental de la estructura sin daño, T_0 . Dado que T_0 es función de la masa, m , y la rigidez lateral, K , es evidente la importancia del cambio en la rigidez para alterar el periodo como resultado de aplicar cualquier método de rehabilitación.

Debe notarse que para la estimación de la *capacidad y rigidez remanentes* del 3D se tomó en cuenta el estado final de daño. Por la anchura de las grietas, el tipo de daño del 3D se puede clasificar como Estructural Grave de acuerdo con la Tabla 1.1 del Capítulo I. El nivel de daño alcanzado por el 3D, y a partir del cual fue rehabilitado, fue muy severo. Una evaluación definitiva costo/beneficio, para una estructura con este nivel de daño, probablemente hubiese sugerido su demolición. De esta manera, la evaluación de la *capacidad y rigidez remanentes* del 3D puede ser considerada como un límite inferior, siendo conservadoramente aplicable para estructuras con un nivel de daño menor.

3.2.2 Resistencia Remanente

En este estudio se estimó la *capacidad remanente ante cargas laterales* de 3D, V_{m1} , a partir de la curva cortante basal, V_b , contra distorsión total, RT , siendo el cortante basal asociado al último pico de carga del ensayo. La capacidad remanente incluye la contribución de diversos mecanismos resistentes como son la acción de dovela del refuerzo longitudinal de los castillos, la contribución de los estribos a la resistencia, la contribución del concreto de los castillos a la capacidad lateral, la resistencia a la tensión de la mampostería y la trabazón en la misma. La participación de los mecanismos mencionados se incrementa una vez iniciado el agriciamiento diagonal en la mampostería ($RT = 0.13\%$). Así, la resistencia remanente, V_{m1} , fue igual a 33.1 t (33.7 kN), es decir, 82% del cortante basal máximo alcanzado por el 3D. Asimismo, V_{m1} excedió en 11% y 59% la resistencia de diseño a cortante lateral ($V_{R,RDP}$), sin y con factor de reducción respectivamente, calculada con las expresiones de la normatividad vigente (DDF, 1987b).

Debe notarse que la estimación de la capacidad remanente correspondió al estado final de daño del 3D. Dado que el proyecto de rehabilitación del 3D-R incluyó la restitución de piezas dañadas y el rajueado de las grietas principales en la mampostería con mortero de cemento, así como la sustitución del concreto fracturado por concreto nuevo en los extremos de castillos dañados, la capacidad remanente antes de colocar la malla fue superior a las 33.1 t (324.7 kN). Así, la capacidad remanente estimada, V_{m1} , se consideró como la mínima disponible para el 3D (ver sección 3.4).

La estimación de la *capacidad remanente ante cargas verticales* representa mayor dificultad. La normatividad vigente subestima, obviamente de manera conservadora, la contribución de los castillos en la capacidad axial última (DDF, 1987b). No obstante, su participación incrementa substancialmente la resistencia de los muros a carga vertical y la mantiene aún agriciándose diagonalmente la mampostería. Sin embargo, es difícil cuantificar la participación de los materiales que intervienen sobretudo cuando éstos están agriciados en dos direcciones. El deterioro en la resistencia a carga vertical de la mampostería, f_m^* , y del concreto de los castillos, f_c^* , requieren estimarse para determinar la capacidad remanente ante cargas verticales. En este estudio no se intentó cuantificar esta capacidad,

puesto que estaba enfocado a estudiar el comportamiento ante cargas laterales. Se supuso que era suficiente para resistir la carga vertical de diseño ($\sigma = 5 \text{ kg/cm}^2 = 0.49 \text{ MPa}$) puesto que este nivel de carga se pudo mantener hasta el final del ensayo de 3D.

3.2.3 Rigidez Remanente

Para el análisis dinámico modal de una estructura, el coeficiente sísmico se obtiene a partir de un espectro de diseño elástico. En la ciudad de México, el coeficiente sísmico asociado a las estructuras con periodo de vibración corto (menor a 0.6 s) varía linealmente en función de su periodo fundamental, T_o , como es el caso de las edificaciones de mampostería en terreno blando. En estructuras de concreto y acero, el dimensionamiento de los elementos estructurales está limitado por el desplazamiento lateral permisible en cada nivel de la estructura (DDF, 1987a). Así, las fuerzas equivalentes de diseño y los desplazamientos laterales son función de T_o y, éste a su vez, de la rigidez lateral de la estructura, K . De esta manera, se aprecia la importancia de estimar adecuadamente la rigidez lateral de cualquier edificación durante el proyecto estructural.

Una propiedad estructural que caracteriza a las estructuras con muros de mampostería confinada es su elevada rigidez inicial ante cargas laterales, K_o . Sin embargo, K_o sufre una tasa de deterioro en forma lineal hasta una distorsión total cercana a 0.05% (Alcocer *et al.*, 1993c). Esto se debe al fisuramiento horizontal de los castillos, por tensión debida a flexión, y quizá a fisuramiento en muros, de modo que la rigidez es cercana al 80% del valor inicial. Al iniciarse el agrietamiento diagonal, para una distorsión de 0.13% aproximadamente, aumenta rápidamente la tasa de deterioro. Esto se debe al fisuramiento inclinado, por tensión diagonal, de la mampostería, y a la pérdida de adherencia en la junta de mortero. A este nivel de distorsión, el valor de la rigidez corresponde al 60% de K_o , aproximadamente, incursionando la estructura 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 trabajo, la rigidez de ciclo asociada al último ciclo de la etapa inelástica se le denominó *rigidez remanente*.

Por una parte, la inclusión de nuevos materiales y/o elementos del esquema de rehabilitación a la estructura dañada conducen a un incremento en la rigidez lateral. Por otra, para conocer el nivel de recuperación estructural asociado al método de rehabilitación utilizado se requiere conocer la *rigidez remanente* de la estructura original, si fue dañada sísmicamente. Idóneamente la rigidez lateral de una estructura debería considerar a la rigidez remanente, K_r , y a la rigidez asociada al esquema de refuerzo.

De esta manera, para estimar la *rigidez remanente* se empleó el concepto de rigidez de ciclo K_p , descrito anteriormente. El deterioro de rigidez para el primer nivel se presentó en la Fig. 2.22. Se consideró como rigidez remanente, K_r , la obtenida para el último ciclo de carga del 3D, la cual correspondió al 10% aproximadamente de la rigidez inicial, K_o , y fue igual a 25.5 t/cm (250.4 kN/cm).

3.3 CRITERIO DE DISEÑO

3.3.1 Influencia del Refuerzo Vertical y Horizontal

El comportamiento de muros con una relación de esbeltez h_w/l_w menor o igual que dos (donde h_w y l_w son la altura y la longitud del muro, respectivamente), denominados muros robustos, es diferente al de los muros esbeltos en los que predominan las deformaciones por flexión (Park y Paulay, 1988). En el caso de los primeros, ya no es posible estudiar por separado las deformaciones por flexión y cortante dado que ambas están relacionadas íntimamente. En los muros robustos, la demanda de acero a flexión será pequeña en la mayoría de los casos, debido al brazo de palanca disponible relativamente grande. El problema que se presenta es como resistir la fuerza cortante. De esta manera, sería más práctico distribuir el refuerzo vertical en forma uniforme en toda la longitud del muro, permitiendo sólo un aumento nominal en los bordes verticales. En general, y también aplicable a los muros, la distribución uniforme del acero vertical ayuda a resistir el deslizamiento por cortante mediante los mecanismos de fricción y la acción de dovela de las varillas.

Para ilustrar la influencia del refuerzo horizontal y vertical (Park y Paulay, 1988), en la Fig. 3.1 se muestra el patrón de agrietamiento en un muro con relación de esbeltez menor a 1. La configuración de las grietas revela la formación de puntales diagonales. De las consideraciones del equilibrio del cuerpo libre triangular marcado en la esquina 1, es evidente que se requiere acero horizontal para resistir el esfuerzo cortante aplicado a lo largo del borde superior. Las fuerzas de compresión diagonal establecidas en el cuerpo libre también requieren de refuerzo vertical. En ausencia de compresión vertical externa, los aceros horizontal y vertical deben ser iguales para permitir que se generen diagonales a compresión a 45° . Por otra parte, en el cuerpo libre unido por dos grietas diagonales y marcado con 2, sólo es necesario generar fuerzas verticales, iguales a la intensidad a cortante, para desarrollar la compresión diagonal necesaria.

En síntesis, al igual que en los muros esbeltos, es indispensable la colocación de refuerzo horizontal para resistir parte del cortante. Sin embargo, también es importante colocar refuerzo vertical para resistir el cortante. Así, se concluye que en muros robustos el cortante solamente se puede resistir si se coloca refuerzo vertical. En muros robustos de concreto reforzado, la cuantía mínima de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se ha considerado por costumbre igual a 0.25%.

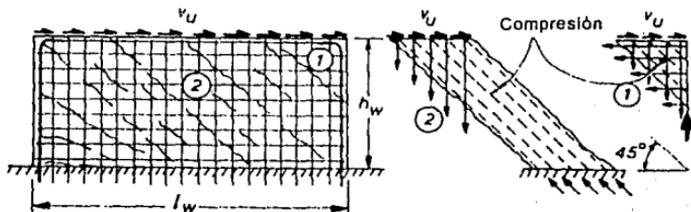


Figura 3.1 Resistencia a Cortante en Muros Robustos (Park y Paulay, 1988)

En la Fig. 3.2 se ilustran los modos de falla por cortante de muros robustos (Paulay y Priestley, 1992). Se produce una falla por tensión diagonal (Fig. 3.2a) cuando el refuerzo horizontal es insuficiente para controlar la grieta. La resistencia a tensión diagonal depende de cómo se aplica la fuerza cortante. Así, si se puede distribuir la fuerza a lo largo del muro, el agrietamiento diagonal no será sinónimo de falla (Fig. 3.2b). Si el esfuerzo cortante es elevado y el refuerzo horizontal es adecuado, el concreto puede aplastarse bajo la compresión diagonal (Fig. 3.2c). Este caso es típico en muros con patines con resistencia a la flexión elevada. A menudo, el aplastamiento puede extenderse sobre la longitud del muro (Fig. 2.2d). La falla por compresión diagonal conduce a una rápida pérdida de resistencia y debe evitarse cuando se diseñen los muros.

La normatividad actual (DDF, 1987c) limita el esfuerzo cortante máximo que se puede aplicar para asegurar que la falla por compresión no disminuya la ductilidad disponible. El esfuerzo cortante máximo se limita a $2 \sqrt{f'_c}$. La expresión para calcular la cuantía del refuerzo vertical p_v (sección 4.5.2c de DDF, 1987c) indica que si h_w/l_w disminuye, la cantidad del acero vertical aumenta

$$p_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - h_w/l_w) (p_h - 0.0025) \quad (3.1)$$

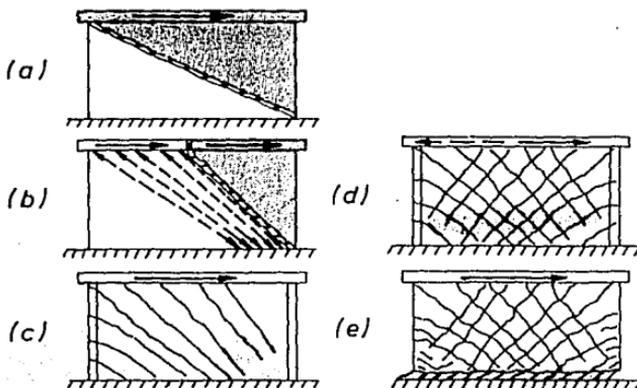


Figura 3.2 Modos de Falla de Muros Robustos (Priestley y Paulay, 1992)

El modo de falla más común en edificaciones a base de muros de carga de mampostería confinada, en zonas de alto peligro sísmico, es por corte (Otani, 1994). El patrón de daño se ha caracterizado por grietas inclinadas que fracturan la unidad (por tensión diagonal), que siguen la junta del mortero (por cortante), o bien por una combinación de ambas. En el 3D, el desplazamiento

necesario para producir la primera fisura inclinada en la mampostería ocurrió a distorsiones muy bajas, del orden de 0.13%. A partir de esta etapa, la rigidez lateral inicial sufrió una rápida tasa de deterioro. El agrietamiento se caracterizó por grietas principales sobre las diagonales de los paneles, concentrándose en la zona central de los muros. Para distorsiones elevadas, del orden de 0.34%, las grietas diagonales se propagaron hacia los extremos de los castillos. Entonces, se inició el deterioro de la resistencia, caracterizada por menores cortantes basales en ciclos a la misma distorsión y en ciclos a distorsiones mayores.

Una alternativa para mejorar el comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería, reforzada o confinada, es la inclusión de refuerzo horizontal. El tipo de refuerzo empleado ha sido en forma de escalerilla y de alambres o barras lisas o corrugadas. El comportamiento y la influencia del tipo de refuerzo en la resistencia a cortante, características de rigidez, capacidad de disipación de energía y de deformación en muros de mampostería confinada se ha descrito en una recopilación de la evidencia experimental existente (Alvarez y Alcocer, 1994). Entre las conclusiones de este estudio se reconoce la baja influencia del refuerzo horizontal para aumentar la capacidad lateral al primer agrietamiento, la cual sólo se atribuye a las propiedades mecánicas de la mampostería (resistencia a tensión diagonal). Una vez iniciado el agrietamiento inclinado, la resistencia dependió del tipo y cuantía de refuerzo en los castillos y juntas de mortero, p_m . Por lo general, las ecuaciones propuestas para predecir la capacidad lateral suponen que el refuerzo interior alcanza su esfuerzo de fluencia, f_s de manera uniforme en la altura del muro (como aquéllas usadas para concreto reforzado). La cuantía de refuerzo se determina de acuerdo a dos criterios: para que el acero resista la fuerza cortante de agrietamiento inicial de la mampostería o para que absorba la energía de deformación al momento del primer agrietamiento (Alcocer, 1995). El primer criterio es, por lo general, el más empleado. Durante las pruebas de laboratorio (Alcocer *et al.*, 1991; Alcocer *et al.*, 1993c) se observó que la anchura de las grietas principales varió con la longitud de la diagonal, siendo mayor en el centro del panel. De esta manera, con una adecuada adherencia y aceptando compatibilidad de deformaciones entre los alambres horizontales de la malla y el mortero, la anchura de las grietas diagonales puede considerarse proporcional a las deformaciones de los alambres. Así, la contribución de los alambres horizontales no es uniforme a lo largo de la grieta diagonal.

En Chile se llevó a cabo un programa experimental para estudiar la influencia del tipo de refuerzo horizontal (escalerilla electrosoldada o alambres lisos) en el comportamiento de muros de mampostería armada (Lüders y Hidalgo, 1986). Se construyeron diecisiete muros a escala natural, divididos en tres series, construidos con bloques de concreto. Los muros se llevaron a la falla aplicando carga estática lateral cíclica alternada. No se aplicó carga vertical. Las variables fueron la relación de aspecto alto - largo, el tipo de bloque de concreto y la cuantía de refuerzo horizontal. La influencia del refuerzo horizontal en la resistencia de los muros se muestra en la Fig. 3.3. En las ordenadas se graficó la resistencia al corte normalizada para obtener una variable que fuera independiente de las dimensiones del espécimen y de la calidad de los materiales. En las abscisas se graficó el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal. Este valor se normalizó de manera que una eficiencia completa en el refuerzo horizontal quedara representada por una línea a 45°. Usualmente se considera que cuando ocurre el agrietamiento inclinado de la mampostería, todas las barras que cruzan la grieta alcanzan la fluencia. Para evaluar la eficiencia del refuerzo horizontal, la inclinación de las rectas que unen los datos experimentales se definió como el *grado de aprovechamiento* ($\tan \alpha$). De esta manera, la eficiencia dependió del tipo de refuerzo horizontal empleado y la relación de aspecto. Los valores de $\tan \alpha$, medidos experimentalmente, variaron entre 0.55 y 1.

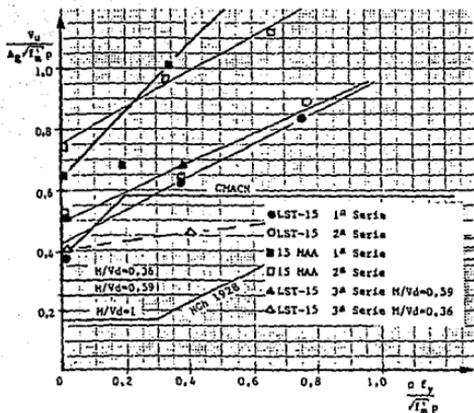


Figura 3.3 Influencia del Refuerzo Horizontal en Muros de Mampostería Reforzada (Liders e Hidalgo, 1986)

3.3.2 Resistencia a Cortante

Los resultados experimentales presentados en el Capítulo 1 han mostrado un aumento en la capacidad ante cargas laterales cuando se empleó malla de alambre y recubrimiento de mortero para rehabilitar los muros, dependiendo de la cuantía y densidad del refuerzo empleado. Sin embargo, la resistencia adicional dada por la malla no ha sido evaluada adecuadamente, tanto en los ensayos de laboratorio como en las reparaciones de estructuras reales, por lo que la estructura puede presentar un comportamiento diferente a la concepción original e inducir modos de falla no previstos.

Idealmente se puede proponer que la evaluación de la capacidad última ante cargas laterales, V_u , de un muro rehabilitado de mampostería confinada consista en cuantificar la participación de la mampostería, V_m , de los elementos confinantes, V_{cc} , de la malla de alambre, V_{sm} , y del recubrimiento de mortero, V_r , de acuerdo al siguiente criterio

$$V_u = V_m + V_{cc} + V_{sm} + V_r$$

En este estudio, la resistencia a cortante lateral considero la contribución de la malla de alambre, V_{zm} , y la resistencia remanente del modelo 3D, V_{zm} . En el valor de la resistencia remanente se incluyen las contribuciones de la mampostería y de los elementos confinantes. No se considero la contribución del recubrimiento de mortero, V_{cm} , ya que es difícil estimar su resistencia a tensión diagonal. Se supuso, además, que para un estado de daño moderado y severo del modelo, el mortero estaría agrietado inclinadamente, de modo que su contribución a la resistencia sería baja. Si el daño esperado no es alto, la resistencia a tensión diagonal del concreto (DDF, 1987c) puede usarse como un parámetro indicativo de la contribución del mortero, siendo $0.5\sqrt{f_{cm}}$, donde f_{cm} es la resistencia a la compresión del mortero medida en cilindros empleado en el recubrimiento.

Usualmente, para fines de diseño en muros de mampostería reforzada se supone que las deformaciones en los alambres horizontales son constantes en toda la altura y proporcionales al esfuerzo nominal de fluencia. De esta manera, la resistencia a cortante de los alambres horizontales de la malla es directamente proporcional a la cuantía del refuerzo horizontal, p_h , al esfuerzo nominal de fluencia de los alambres de la malla, f_y , y al área bruta de la sección transversal del muro, A_T , de acuerdo a la siguiente expresión

$$V_{zm} = p_h f_y A_T \quad (3.2)$$

siendo

$$p_h = \frac{a_{sh}}{t s_h}$$

donde t es el espesor del muro de mampostería y s_h es la separación horizontal del refuerzo interior.

Sin embargo, considerando la evidencia experimental (Lüders e Hidalgo, 1986) y aceptando la no uniformidad en la distribución de deformaciones de los alambres horizontales en la altura del muro, es necesario incluir en la Ec. 3.2 un factor de eficiencia η . Para calcular la cuantía de refuerzo en secciones compuestas, como la rehabilitación de muros de mampostería confinada con malla de alambre y recubrimiento de mortero, el área bruta de la sección transversal sólo debe considerar el espesor del mortero en que quedan embebidos los alambres de la malla.

Dado que en los manuales técnicos (AHMSA, 1987) es común proporcionar el calibre y la separación de los alambres horizontales y verticales de las mallas de acero, la participación de los alambres a la resistencia se calculó con un criterio semejante al empleado para el refuerzo transversal en elementos de concreto (DDF, 1987c), de acuerdo a la expresión

$$V_{zm} = \frac{a_{sh} f_y d}{s_h} \eta \quad (3.3)$$

donde a_h es el área de un alambre horizontal, f_s el esfuerzo nominal de fluencia de los alambres de la malla, d es el peralte efectivo del muro igual a la distancia entre el centroide del refuerzo longitudinal del castillo y la fibra a compresión extrema, s_h es la separación horizontal de los alambres horizontales y η es un factor de eficiencia. El factor de eficiencia, η , pretende considerar que la totalidad de la malla de alambre no alcanza la fluencia de modo uniforme. Para fines de diseño se adoptó un valor de 2/3, lo que implica que 1/3 de la malla no alcanzaría deformaciones asociadas a la fluencia del refuerzo.

3.3.3 Resistencia a Cortante por Flexión

La evidencia experimental existente sobre el empleo de este método de rehabilitación proviene de muros aislados a escala natural. Los muros exhibieron un agrietamiento que supuso un cambio en el modo de falla. El patrón de daño se caracterizó por grietas horizontales que partieron del paño de los castillos, distribuidas en la mitad inferior. Las grietas horizontales se propagaron y penetraron en la mampostería. La forma del agrietamiento sugirió la aparición de una articulación plástica en la base del muro. Así, la influencia de las deformaciones por corte disminuyó respecto al efecto de las de flexión, 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.

En el modelo original, la resistencia a la flexión en el plano de los paneles de mampostería se calculó con las expresiones propuestas por la normatividad vigente (ver Capítulo 2). El cortante basal asociado a la falla por flexión del espécimen se obtuvo a partir de un criterio plástico, suponiendo el mecanismo de falla ilustrado en la Fig. 2.4 y considerando una distribución triangular de fuerzas invertida sobre la altura del modelo. Los valores se calcularon utilizando las dimensiones y propiedades de los materiales nominales. Sin embargo, utilizando las dimensiones reales y las propiedades promedio de los materiales medidas experimentalmente se obtuvo una cortante basal ligeramente mayor (4%). Es interesante notar que la resistencia a la compresión de la mampostería, f_{cm}^* , fue mayor en 2.5 veces al valor recomendado en la normatividad ($38 \text{ kg/cm}^2 = 387.4 \text{ kN/cm}^2$). Esta diferencia en valores condujo a calcular la resistencia a la flexión con el primer criterio; es decir, el momento en el plano de los muros aumentó debido al efecto de la carga vertical. En ambos paneles, la resistencia a la flexión considerando la carga axial fue de 29.7 t-m (291.4 kN-m) para el panel Este y de 18.1 t-m (177.6 kN-m) para el panel Oeste. Así, el cortante basal asociado a una falla por flexión fue de 53 t (519.9 kN).

Debe tenerse en cuenta que las expresiones de diseño para calcular la resistencia a flexión en muros de mampostería fueron propuestas a partir del ensayo de elementos aislados (Meli, 1975). Así, para calcular la cortante basal asociada a la falla por flexión se debe tener en cuenta el efecto de acoplamiento del sistema de piso y la restricción de los muros transversales. Por otro lado, la normatividad actual no proporciona recomendaciones para evaluar la capacidad a flexión en el plano de secciones compuestas (por ejemplo, mampostería-mortero). Estas factores dificultaron la estimación de la resistencia a cortante por flexión. En forma conservadora, la cortante basal obtenida con las dimensiones reales y las propiedades promedio de los materiales se considero como el límite inferior para el modelo rehabilitado.

Durante el ensayo destructivo del 3D, la configuración de daño exhibió agrietamiento inclinado, característico en este tipo de estructuras. Así, el patrón de agrietamiento final sugirió el

predominio de las deformaciones por corte. Esto fue consistente con el criterio de diseño adoptado, ya que se esperaba que el modelo original fallara por corte. No obstante, el daño se concentró en el primer nivel, mientras el segundo permaneció casi elástico. En este nivel, el fisuramiento tuvo una inclinación sensiblemente vertical, característico de cargas concentradas. El análisis de los deformímetros en las dalas no sugirió la formación de articulaciones plásticas.

3.3.4 Resistencias Esperadas del Modelo Rehabilitado

El nivel de recuperación estructural que se deseaba alcanzar era la restitución y aumento en la capacidad ante cargas laterales alcanzado por el modelo original, permitiendo estudiar el modo de falla y los mecanismos resistentes a cortante. La rehabilitación se diseñó para que la estructura fallara por corte. La razón se debe al interés de estudiar el comportamiento de la malla y de los anclajes cuando se aplicaran grandes fuerzas.

Empleando el criterio de diseño descrito en el acápite 3.3.2, se evaluó la resistencia a cortante lateral, V_{mR} , que proporcionaban dos tipos de malla de uso común en la construcción mexicana. La denominación comercial de las mallas consideradas para el diseño fueron: M6 x 6/10-10 y M10 x 10/10-10. La fabricación de la malla es con alambres de acero estirados en frío, unidos entre sí en forma perpendicular por resistencia eléctrica, generando mallas cuadrículas que deben satisfacer las especificaciones de la norma NMX-B-290. En la Tabla 2.1 se describen las características de las dos mallas. Para los dos tipos de malla se utilizó un esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (490.5 MPa) y un esfuerzo último $f_u = 5700 \text{ kg/cm}^2$ (559.2 MPa). Se exploró la colocación de las mallas en una o ambas caras de los muros. La reparación sólo consideró el primer nivel, donde se concentró el daño, ya que el segundo nivel casi no sufrió deterioro, considerándose que se comportó elásticamente.

En la gráfica de la Fig. 3.4 se comparan las resistencias calculadas con el primer criterio para cada tipo de malla con la resistencia asociada a la falla por flexión y la del modelo original. De acuerdo al criterio de diseño, se supuso un comportamiento monolítico de los materiales nuevos y existentes en la estructura.

La elección del tipo de malla y disposición en la caras de los muros se basó en los siguientes requerimientos:

- 1) Obtener una capacidad ante cargas laterales superior a la alcanzada por el 3D;
- 2) permitir la falla por cortante en la estructura rehabilitada, para evaluar la participación y comportamiento de la malla cuando está sujeta a grandes desplazamientos laterales y, por consiguiente,
- 3) presentar la capacidad a cortante más baja, para evitar un cambio indeseable en el modo de falla (desplazamiento o rotación de la estructura como cuerpo rígido).

Así, sólo se requirió colocar malla de alambre, de cualquier tipo, por una cara para recuperar e incluso superar la resistencia a cortante del modelo original. 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_{dR} , fue de 66.9 t (655.9 kN).

Tabla 3.1 Características del Tipo de Malla y Alambre

Características de la malla electrosoldada						
Tipo	Diámetro [mm]	Area de acero [cm ² /m]	Peso [kg/m ²]	Peso [kg/hoja]	Tipo de rollo	Peso [kg/rollo]
6x6 / 10- 10	3.43	0.606	0.95	---	*	¹ 192/200 m ²
10x10 / 10 -10	3.43	0.606	0.78	---	*	156/200 m ²

* suministrada en:
 hojas de 2.50 x 6.00 m con 15 m² de malla
 rollos de 2.50 x 80.00 con 200 m² de malla

Datos del alambre					
Calibre	Diámetro [mm]	Area [cm ²]	Peso [kg/m]	f_y [kg/cm ²]	f_u [kg/cm ²]
10	3.43	0.0923	0.0923	5000	5700

donde

f_y es el esfuerzo de fractura mínimo
 f_u es el esfuerzo último mínimo

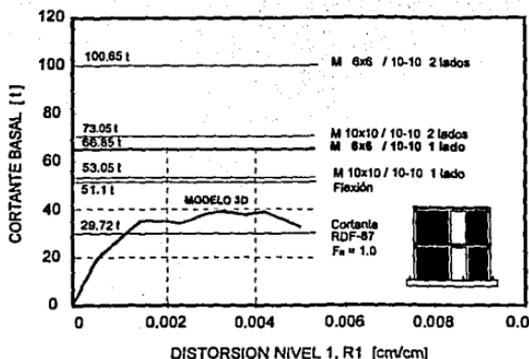


Figura 3.4 Resistencias Esperadas para el Modelo 3D-R

Comparando las resistencias calculadas para falla por corte y por flexión, se anticipaba que el 3D-R fallara por flexión ante una distribución de fuerzas triangular invertida en la altura del modelo. Aunque en el diseño de la rehabilitación se buscó que fallara por corte, la flexión controló la resistencia esperada para cualquier malla empleada. Esta situación puede ocurrir si no se emplean mallas convencionales. Sin embargo, como se mencionó en la sección 3.3.3, existen incertidumbres en la estimación de la resistencia a cargas laterales asociada a una falla por flexión. Los factores no contemplados en el mecanismo de falla pueden influir para aumentar esta capacidad.

La resistencia a cortante, V_u , resultó 2.02 veces la capacidad residual del modelo 3D, V_{m3} , y 1.65 veces la resistencia alcanzada por el modelo original, V_R . Considerando la contribución del mortero como se señaló en 3.3.2, V_u resultó 2.14 veces V_{m3} .

De acuerdo al criterio de la sección 3.2.2, la capacidad lateral remanente del N2 fue de 21.6 t (211.9 kN), que representa el 73% de la resistencia al cortante lateral calculada con la normatividad vigente (DDF, 1987b) usando un F_R igual a 1.0 y un $v' = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ (0.34 MPa). La carga lateral máxima en el N2 fue de 28.1 t (275.7 kN). Si se considera que el espécimen rehabilitado puede alcanzar la resistencia a cortante lateral considerando la contribución de V_{m3} y V_{m2} y suponiendo una distribución triangular invertida en la altura, en el N2 actuaría una carga lateral de 22.3 t (218.8 kN). Es decir, la carga lateral que actuaría sólo sería superior en 3% a la capacidad remanente del N2. De esta manera, ya que el N2 casi no sufrió daño, el comportamiento histérico permaneció prácticamente elástico y la capacidad remanente es suficiente para resistir la carga lateral que actuaría si se alcanza la resistencia calculada con el criterio propuesto en este estudio, se decidió no reforzar el N2.

3.4 CONSTRUCCION DE LA REHABILITACION DEL MODELO ORIGINAL

Para rehabilitar el modelo 3D, en primera instancia se retiraron los fragmentos y piezas sueltas de las grietas inclinadas, sobretodo en la zona central, como se muestra en la Fig. 3.5. Para observar la progresión de las grietas durante el ensaye destructivo del 3D, se había aplicado una capa de pintura blanca sobre los muros. Para fomentar una adecuada adherencia entre la superficie de mampostería y el recubrimiento de mortero la pintura fue retirada (Fig. 3.6).

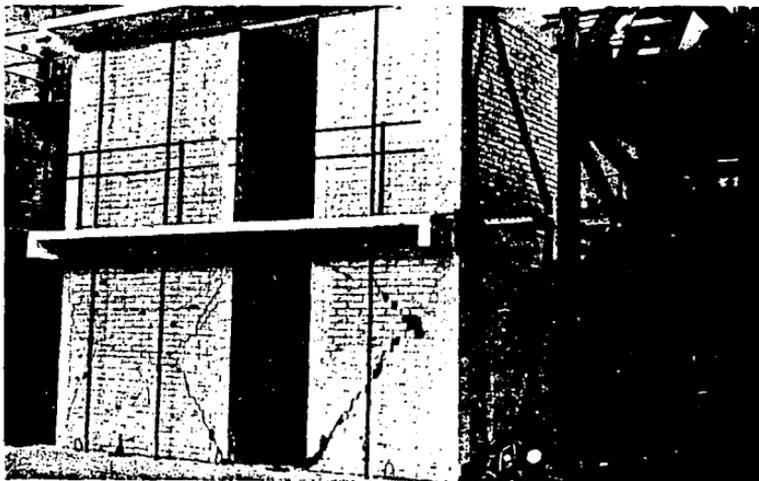


Figura 3.5 Vista de la Cara Norte Después de Retirar los Fragmentos y Piezas Sueltas en las Grietas Inclinadas

Posteriormente, se repararon los muros de mampostería y castillos interiores del primer nivel. Se mantuvo la carga vertical aplicada durante el ensaye destructivo, con la intención de simular las condiciones reales del proceso constructivo. Para fines de seguridad, se apuntaló verticalmente el primer nivel con elementos de madera (polines). Para enderezar un poco el refuerzo longitudinal de los castillos interiores, se colocaron dos gatos en posición horizontal (ver Fig. 3.7).



Figura 3.6 Vista de la Cara Norte del NI Después de Retirar la Pintura



Figura 3.7 Enderezado del Refuerzo Longitudinal de los Castillos Interiores

En el ensaye del 3D, las grietas inclinadas de los muros penetraron en las zonas extremas de los castillos interiores, provocando el agrietamiento y deterioro del núcleo de concreto. En el 3D-R la zona afectada se restauró mediante la sustitución del concreto fracturado por concreto nuevo. La resistencia de diseño a la compresión del concreto nuevo, f'_c , fue de 250 kg/cm². En la Fig. 3.8 se muestra la cara Norte antes de colocar el concreto. La reparación de los castillos se realizó en dos etapas. En la primera se colocó el concreto fresco, empleando una cimbra de madera con "ventanas" por ambos lados. Para disminuir la posibilidad de una grieta por contracción por fraguado del concreto fresco, y la creación de una eventual zona frágil en la junta entre el concreto nuevo y endurecido, se dejó un espacio libre de 8 a 10 cm, entre el borde del castillo dañado y la viga de cimentación o la dala de cerramiento (Fig. 3.9). Los bordes de concreto que se formaron por el uso de ventanas en la cimbra se retiraron antes de descimbrar.

El concreto para restaurar los castillos fue elaborado en el laboratorio y se colocó con una cuchara de albañil. Se utilizó cemento portland tipo 1. Como agregado grueso se utilizó "gravilla", con tamaño máximo de agregado de 3/8 pulg (0.95 cm de diámetro), y arena con un módulo de finura bajo para facilitar la colocación del concreto a través de la cimbra. El revenimiento del concreto fue de 10 a 12 cm. El concreto fresco se compactó con vibradores eléctricos portátiles, cuando fue posible, o bien golpeando a la cimbra por el exterior con un martillo de goma. Al día siguiente se descimbró. El curado de la primera parte consistió en cubrir el concreto con papel saturado. La resistencia a la compresión uniaxial en cilindros medida a los 28 días fue de 210 kg/cm².

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) (Fig. 3.10). La mezcla se colocó a presión en el orificio (Fig. 3.11). Para mantener la adherencia con el castillo, por trabazón mecánica, se restituyó el "dentado" de la mampostería en el paño del muro. El refuerzo longitudinal y transversal en los castillos no fue sustituido. Sólo se reemplazaron los deformímetros que habían sido dañados en el ensaye del 3D. En la Fig. 3.12 se muestra el extremo inferior de un castillo interior antes y después de ser reparado.

Posteriormente, las grietas inclinadas en los muros se limpiaron mediante chorro de agua para retirar el polvo y las partículas entre ellas, se rellenaron con mortero cemento-arena (proporción 1:4 en volumen) y, en zonas muy dañadas, con pedacería de tabique (rajuelo). En la Fig. 3.13 se muestra la maniobra de "rajuelo". Estas son técnicas que se aplican de modo convencional para reparar estructuras de mampostería. Las grietas en las dalas y en las losas de ambos niveles, así como en los muros cabececos no fueron modificadas de manera alguna. Los deformímetros colocados en la dala Sur y en ambas losas que habían sido dañados durante en ensaye del 3D no fueron restituidos.

Una vez restaurados los extremos de los castillos interiores y rellenadas las grietas inclinadas de los muros de N1, se colocó la malla de alambre y el recubrimiento de mortero en las caras exteriores de los paneles de ambos muros. El procedimiento constructivo y los materiales empleados son representativos de la práctica actual en edificaciones de bajo costo. Se empleó mano de obra tradicional. La malla de alambre se ancló al muro de mampostería con clavos de 5 cm de longitud y corcholatas comunes. Los clavos se introdujeron en la mampostería alrededor de 4 cm y fueron doblados en la "cabeza" para fijar la malla (Fig. 3.14).



Figura 3.8 Vista de la Cara Norte del NI Antes de Colocar Concreto Fresco en los Castillos



Figura 3.9 Reparación del Extremo Superior del Castillo Interior del MNPO



Figura 3.10 Concreto Seco Utilizado para Completar la Reparación de los Castillos Interiores



Figura 3.11 Colocación del Concreto Seco en los Castillos Interiores



Figura 3.12 Extremo Inferior de un Castillo Interior Antes y Después de ser Reparado



Figura 3.13 Maniobra de "Rajuelo" en los Muros de Mampostería del N1

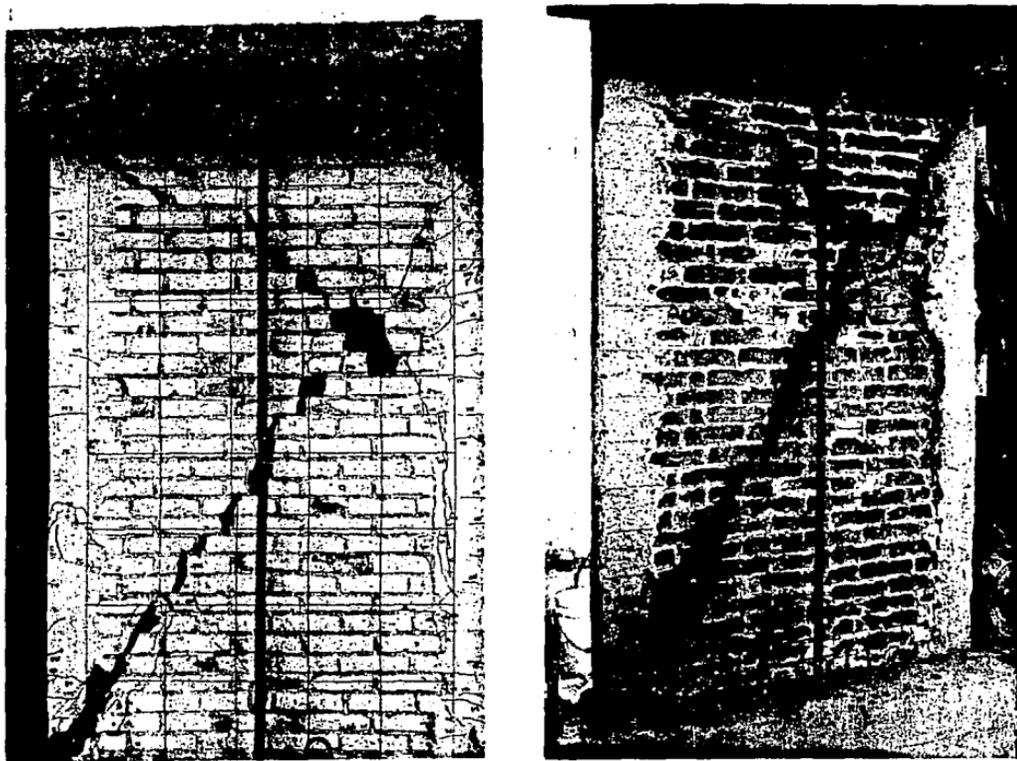


Figura 3.14 Panel Oeste de la Cara Norte Antes y Después de ser "Rajueado"

Las corcholatas se usaron para separar la malla del muro, para facilitar la colocación de mortero detrás del muro, y para mejorar la adherencia mortero - mampostería. Para estudiar el efecto del número de anclajes en el comportamiento del muro, en los paneles del muro Norte se colocaron nueve clavos/m², mientras en los del muro Sur se usaron seis clavos/m². El número de anclajes citado correspondió únicamente a la mampostería. Los bordes de la malla se anclaron a los castillos y dadas mediante clavos para concreto y corcholatas adicionales. La malla sólo llegó al paño exterior de los castillos. La malla no se ancló a las vigas de cimentación. Antes de colocar el mortero, las caras exteriores de los muros de mampostería se saturaron para evitar que absorbieran agua de la mezcla (Fig. 3.15).

El mortero del recubrimiento correspondió a una mezcla de cemento-arena con proporción 1:4 en volumen y el espesor del recubrimiento de 2.5 cm. En la mezcla, se utilizó arena con partículas muy finas para lograr un aplanado liso que facilitara la observación y marcado de las grietas. El mortero se aplicó en forma manual, es decir, "aventando" el mortero con una cuchara de albañil (Fig. 3.16). No se presentó dificultad alguna en la construcción. Antes del ensaye, se observó fisuramiento distribuido de anchura menor que 0.08 mm, en ambos muros, debido a la contracción por fraguado del mortero, no obstante que el mortero fue curado. El curado consistió en saturar con agua la superficie de mortero. En la Fig. 3.17 se muestra el panel Oeste de la cara Norte antes y después de la restauración.

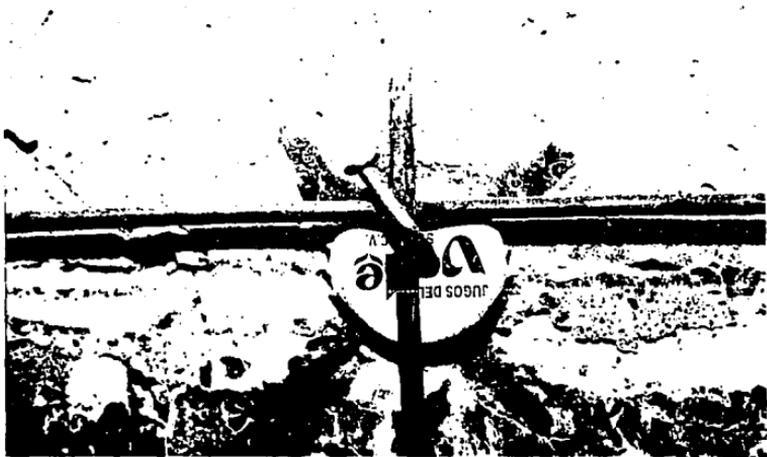


Figura 3.15 Detalle de la Corcholata y Clavo Utilizado como Anclaje



Figura 3.16 Saturación de los Muros de Mampostería del NI



Figura 3.17 Aplicación del Mortero de Recubrimiento en los Muros de Mampostería del NI

Los materiales empleados en la rehabilitación fueron muestreados para obtener sus propiedades mecánicas. En el Apéndice A se presentan los resultados promedio de los ensayos de las probetas. Los ensayos del concreto y mortero se efectuaron siguiendo las normas de calidad respectivas. 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. Las pruebas se efectuaron en alambres sueltos, con una alambre transversal en el centro de la probeta (ver Apéndice A). La resistencia a la compresión del mortero correspondió a un mortero del tipo I, según lo sugiere la norma respectiva (DDF, 1987b).

3.5 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

3.5.1 Ensayos de Vibración Ambiental

Con la intención de obtener la evolución de las características dinámicas en el modelo tridimensional, se efectuaron pruebas de vibración ambiental y vibración libre una vez concluido el ensayo destructivo del 3D y después de rehabilitar el modelo original. En ambas pruebas se siguió la misma metodología descrita en el acápite 2.4.1 En las Tablas 3.2 y 3.3 se presentan las frecuencias naturales de vibración y los porcentajes de amortiguamiento crítico, respectivamente, hasta 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, dado que la masa no se varió significativamente.

Una vez finalizado el ensayo destructivo del modelo original (3D-D), los resultados obtenidos en las pruebas de vibración ambiental indicaron que 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 el plano del muro), modificó las características dinámicas iniciales (3D). El daño observado en el 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. Una vez dañado el modelo original, los muros longitudinales presentaron una flexibilidad similar. Los porcentajes de amortiguamiento crítico aumentaron en ambas direcciones, siendo mayor en 1.5 veces para la dirección transversal.

La malla de alambre y el recubrimiento de mortero solo se colocó en los muros longitudinales del N1. Los muros longitudinales del N2 y los muros cabeceros no fueron reparados. De esta manera, una vez rehabilitada la estructura (3D-R), los resultados sugieren que el periodo del primer modo asociado a la dirección longitudinal sugiere que en los muros no se restituyó la rigidez lateral original (3D), solo se alcanzó el 87%. No obstante, la rigidez lateral excedió en 1.39 veces la del modelo dañado (3D-D). En la dirección transversal, los muros presentan una rigidez similar a la original. Los valores de la razón de amortiguamiento crítico h_c aumentaron respecto a la prueba anterior (3D-D). Estos valores son inferiores a los que se suponen normalmente en el análisis (5%).

Tabla 3.2 Frecuencias Naturales de Vibración Identificadas a Partir de las Pruebas de Vibración Ambiental

Modelo	1er. MODO			2o. MODO		
	Longitudinal L	Transversal T	Torsión R	Longitudinal L	Transversal T	Torsión R
3D	15.4 ¹ (0.065) ²	12.9 (0.077)	24.7 (0.041)	52.0 (0.019)	36.3 (0.028)	33.5 (0.030)
3D-D	9.7 (0.103)	10.1 (0.099)	17.7 (0.057)	31.0 (0.032)	34.3 (0.029)	33.9 (0.030)
3D-R	13.5 (0.074)	12.5 (0.080)	22.1 (0.045)	33.5 (0.030)	47.5 (0.021)	58.9 (0.017)

- ¹ Frecuencia Natural de Vibración, Hz
² Periodo Natural de Vibración, segundos
3D Modelo Original
3D-D Modelo Original con Daño
3D-R Modelo Rehabilitado

Tabla 3.3 Razones de Amortiguamiento Crítico Identificada a Partir de las Pruebas de Vibración Libre

Modelo	Longitudinal L	Transversal T	Torsión R
3D	0.010 ¹	0.017	---
3D-D	0.011	0.025	---
3D-R	0.018	0.047	---

- ¹ amortiguamiento crítico
3D modelo original
3D-D modelo original con daño
3D-R modelo rehabilitado

3.5.2 Dispositivo de Carga e Instrumentación

El dispositivo de carga empleado en el ensayo destructivo del modelo 3D-R fue idéntico al utilizado para el 3D. En el acápite 2.3.5 se describió el dispositivo de carga. En las Figs. 3.18 y 3.19 se muestra el estado final de la rehabilitación del N1, así como una vista general del modelo 3D-R y el dispositivo de carga. Para poder evaluar y comparar tanto el comportamiento general como local del modelo original y rehabilitado, se dispuso una instrumentación similar al ensayo anterior. En el acápite 2.3.6 se describió el diseño de la instrumentación utilizada para el 3D. Adicionalmente a los instrumentos de medición del 3D, se colocaron transductores de desplazamiento y deformímetros. Se colocaron transductores de desplazamiento en la mitad superior de los paneles de mampostería. También se adhirieron deformímetros eléctricos en los alambres verticales y horizontales de la malla, con la intención de estudiar el comportamiento de los alambres y cuantificar la participación de la malla en la resistencia de la estructura rehabilitada. En las Figs. 3.20 y 3.21 se muestra la distribución de los deformímetros eléctricos en los muros Norte y Sur. En total se dispusieron 210 transductores cuya información fue capturada como se describió en 2.3.7.



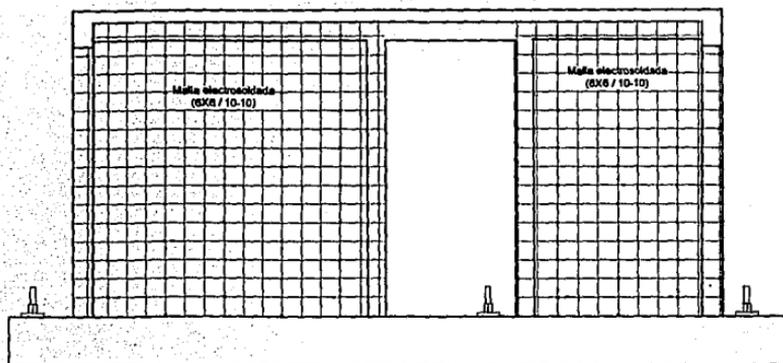
Figura 3.18 Estado Final de la Rehabilitación del N1



Figura 3.19 Vista General de la Estructura una vez Rehabilitada (Modelo 3D-R)

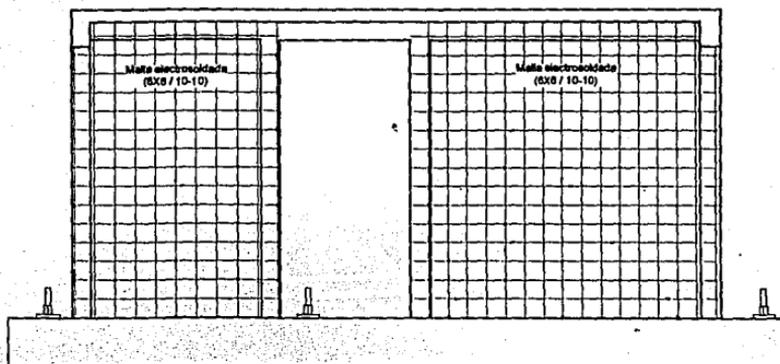
3.5.3 Ensaye Destructivo

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 vertical se aplicó en forma constante durante la prueba. La falla del 3D-R se esperaba que fuera por flexión. La historia de carga se presenta en la Fig. 3.22. Para comparar la respuesta de los modelos 3D y 3D-R, en una fase inicial se propuso seguir la misma historia de distorsión total, RT , hasta el nivel de desplazamiento correspondiente al último ciclo aplicado al modelo original. Hasta aquí se aplicaron once de los dieciocho ciclos aplicados al 3D-R. En la siguiente etapa, el ensaye se controló hasta un nivel de RT predeterminado. Dos ciclos a la misma distorsión se aplicaron para evaluar la estabilidad en la respuesta histerética. La máxima distorsión total, RT , fue de 0.91%. La distorsión del primer nivel, RJ , 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 nomenclatura para identificar el sentido de los ciclos de carga e identificación de los elementos de la estructura se describió en el acápite 2.4.2.



- Anarre
- ⋮ Deformímetro

Figura 3.20 Disposición de los Deformímetros Eléctricos en la Malla de Alambre Muro Norte (9 clavos/m²)



- Anarre
- ⋮ Deformímetro

Figura 3.21 Disposición de los Deformímetros Eléctricos en la Malla de Alambre Muro Sur (6 clavos/m²)

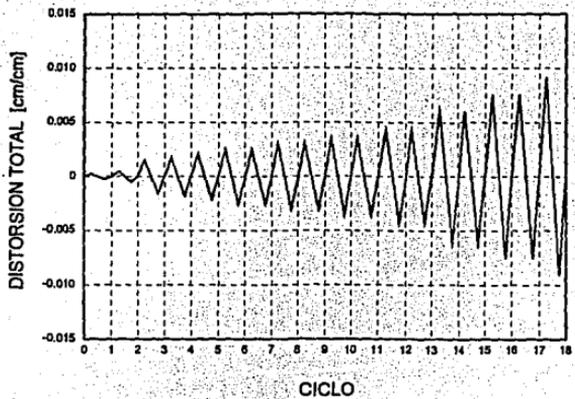


Figura 3.22 *Historia de Carga del Modelo 3D-R*

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO GENERAL DEL MODELO 3D-R

4.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presenta la respuesta global del modelo 3D-R. Se incluye una descripción de la secuencia del daño y se comentan las incidencias más importantes durante el ensayo destructivo. La respuesta histerética se estudia a partir de las curvas cortante - distorsión. Se muestran los patrones de agrietamiento para los muros y de aplastamiento para el recubrimiento de mortero como medio para evaluar cualitativamente el comportamiento de la rehabilitación. Se discuten las características del comportamiento del modelo rehabilitado, tales como las deformaciones angulares en los paneles de mampostería, así como las rotaciones en los tableros de mampostería y las dalas. Finalmente, se presenta la envolvente de la respuesta.

En términos generales, la estructura rehabilitada tuvo un comportamiento satisfactorio. Los paneles con nueve clavos/m² exhibieron un agrietamiento distribuido de modo uniforme, mientras que en los paneles con seis clavos/m² el patrón de daño fue menos uniforme. El patrón de agrietamiento final exhibió fisuramiento que tendía a concentrarse sobre la diagonal de los paneles, lo cual sugirió un modo de falla por cortante. El uso de la corcholata y clavo para anclar la malla resultó adecuado; sin embargo, su eficiencia disminuyó al aplastarse el recubrimiento de mortero conforme aumentó el desplazamiento. El 3D-R exhibió una respuesta histerética aceptable, con lazos histeréticos simétricos y estables. La resistencia del modelo rehabilitado fue 1.65 veces la medida en el modelo original. Se registraron grandes desplazamientos antes de ocurrir el deterioro en la capacidad ante cargas laterales. 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.

4.2 DEFINICION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA RESPUESTA

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

El estudio de las contribuciones de las deformaciones por flexión y por cortante de los paneles 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.

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 espécimen de un nivel. De acuerdo a esto, 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 las diagonales de cada panel (ver Fig. 4.2). 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 teflón y una capa de grasa automotriz sobre la superficie del tubo de diámetro menor. Los tubos se conectaron a los muros mediante barras roscadas que a su vez se anclaron a la mampostería con resina epóxica. Para evitar el desplazamiento de los tubos fuera del plano del muro, se colocaron dos juegos de tuerca y rondana, uno en cada lado del tubo. Las tuercas fueron apretadas con la mano de tal modo que el tubo pudiera girar con respecto a la barra roscada, y que la conexión trabajara como una rótula.

Para fines de este estudio, algunas características de la respuesta general del modelo 3D-R se obtuvieron a partir de los conceptos de resistencia de materiales y de una metodología empleada recientemente en el ensaye de un espécimen tridimensional de tres niveles a escala natural construido de piezas de bloque de concreto (Seible e Igarashi, 1991). En este capítulo resultó de especial interés la obtención de las *deformaciones angulares, rotaciones y curvaturas* de los paneles individuales.

Figura 4.1 Contribuciones al Desplazamiento Total del Modelo 3D-R (Díaz - Vázquez del Mercado, 1995)

En el Capítulo 6 se presenta una discusión acerca de la contribución de las componentes de las distorsión (deformaciones por corte y flexión) a la distorsión total.

4.2.1.1 Deformaciones Angulares

De acuerdo a la hipótesis básicas de resistencia de materiales (Gere y Timoshenko, 1986), se define la deformación angular, γ , como aquélla originada por los esfuerzos de corte que actúan en un elemento. En la Fig. 4.3 se ilustra este concepto.

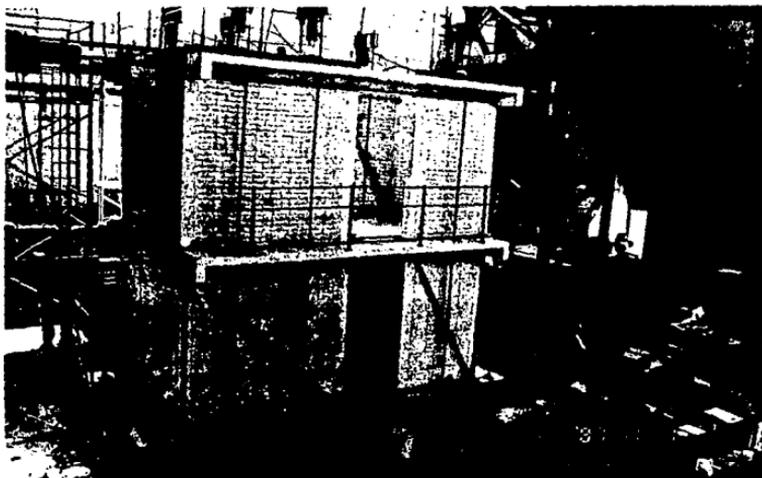


Figura 4.2 Disposición de la Instrumentación para Medir las Deformaciones Angulares

Para simplificar la obtención de las componentes del desplazamiento, en la Fig. 4.4 se muestra la deformación en un panel individual. Por claridad, sólo se considera en la gráfica la deformación asociada al cortante; sin embargo, se reconoce que el muro se deforma también por efectos de la flexión.

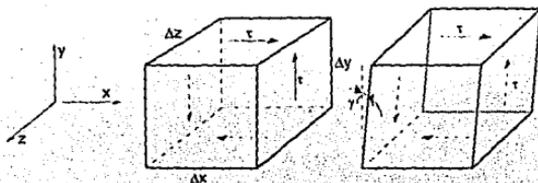


Figura 4.3 Concepto de Deformación Angular, γ , de un Elemento

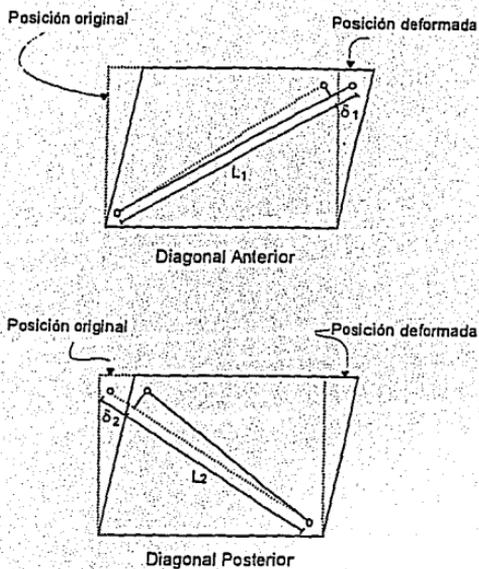


Figura 4.4 Deformación Angular en un Panel Individual
(Díaz - Vázquez del Mercado, 1995)

Empleando el concepto de resistencia de materiales, las deformaciones angulares, γ , para un panel cuadrado (con relación altura - largo igual a 1) se pueden obtener a través de la Ec. 4.1

$$\gamma = |\epsilon_1| + |\epsilon_2| \quad (4.1)$$

donde

$$\epsilon_1 = \frac{\delta_1}{l_1} \text{ y } \epsilon_2 = \frac{\delta_2}{l_2} \quad (4.2)$$

γ es la deformación angular del panel,
 ϵ_1 es la deformación de la diagonal anterior,
 ϵ_2 es la deformación de la diagonal posterior,
 δ_1 es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal anterior,
 δ_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.

En la deformación angular calculada se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas de la mampostería (agrietamiento, aplastamiento, deslizamiento, etc.). De acuerdo con la Fig. 4.4, 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.

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 dadas de cerramiento), la deformación angular del modelo 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

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

Recientemente se ha desarrollado un método que permite la determinación de varias componentes de la deformación (Seible e Igarashi, 1991). La idea básica consiste en suponer modos de deformación lineal para un panel individual y en descomponer las formas de deformación dentro de una combinación de cinco modos posibles, como se muestra en la Fig. 4.5. Los cinco valores de deformación pueden ser obtenidos a partir de los ocho desplazamientos nodales por medio de una matriz de transformación (Fig. 4.6 y Ec. 4.4).

Dada la dificultad de medir en un ensayo de laboratorio los desplazamientos nodales, los desplazamientos en los nudos se obtienen a partir de los desplazamientos relativos definidos en la Fig. 4.5.

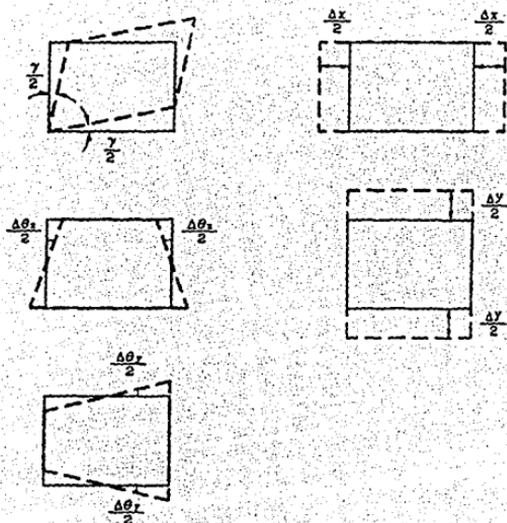


Figura 4.5 Modos de Deformación Lineal (Seible e Igarashi, 1991)

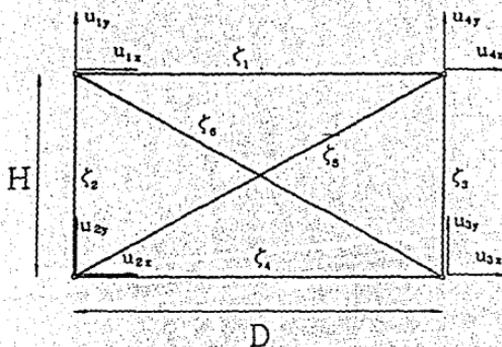


Figura 4.6 Definición de los Desplazamientos Nodales y Desplazamientos Relativos (Seible e Igarashi, 1991)

$$\begin{Bmatrix} \gamma \\ \Delta\theta_x \\ \Delta\theta_y \\ \Delta_x \\ \Delta_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2H} & -\frac{1}{2D} & -\frac{1}{2H} & -\frac{1}{2D} & -\frac{1}{2H} & \frac{1}{2D} & \frac{1}{2H} & \frac{1}{2D} \\ \frac{1}{H} & 0 & -\frac{1}{H} & 0 & \frac{1}{H} & 0 & -\frac{1}{H} & 0 \\ 0 & -\frac{1}{D} & 0 & \frac{1}{D} & 0 & -\frac{1}{D} & 0 & \frac{1}{D} \\ -\frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & \frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{1x} \\ u_{1y} \\ u_{2x} \\ u_{2y} \\ u_{3x} \\ u_{3y} \\ u_{4x} \\ u_{4y} \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

La metodología general consiste en:

a) Expresar los desplazamientos relativos en términos de los desplazamientos nodales. Reconociendo que los desplazamientos relativos no pueden registrar información de la traslación o rotación de cuerpo rígido, tres desplazamientos nodales pueden ser restringidos (u_{2x}, u_{2y}, u_{3y}) y, por tanto, igualados a cero. De esta manera, se obtiene la siguiente relación

$$\begin{Bmatrix} \zeta_1 \\ \zeta_2 \\ \zeta_3 \\ \zeta_4 \\ \zeta_5 \\ \zeta_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & \frac{D}{\sqrt{D^2+H^2}} & \frac{H}{\sqrt{D^2+H^2}} & 0 \\ -\frac{D}{\sqrt{D^2+H^2}} & \frac{H}{\sqrt{D^2+H^2}} & 0 & 0 & \frac{D}{\sqrt{D^2+H^2}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{1x} \\ u_{1y} \\ u_{4x} \\ u_{4y} \\ u_{3x} \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

b) Resolver el sistema 3.5 para calcular los desplazamientos nodales. Así, los desplazamientos nodales se sustituyen en la Ec. 4.4 para obtener los componentes de deformación.

Para facilitar el análisis del gran número de pasos de carga (560) registrados durante el transcurso de la prueba, la metodología propuesta se programó para ser utilizada en computadora personal.

Para fines de este estudio, las deformaciones angulares de los paneles (Este y Oeste) de ambos muros (Norte y Sur) del N1 se obtuvieron con la metodología propuesta por Seible e Igarashi (1991) y el criterio de resistencia de materiales (1986). Dada la similitud de los valores obtenidos con ambos métodos, sólo se presentan las curvas obtenidas con el método de Seible e Igarashi. En el N2, las deformaciones angulares en ambos paneles del muro Sur se obtuvieron a partir del cambio en la longitud de las diagonales.

4.2.1.2

Rotaciones y Curvaturas

El modelo 3D-R fue instrumentado con transductores de desplazamiento para medir las rotaciones y curvaturas de los paneles de mampostería del N1 (en ambas caras), así como en las dalas del N1 y N2 de la cara Sur. Las rotaciones y curvaturas 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 un sistema de tubos cilindro - pistón similar al empleado en la medición de las deformaciones de las diagonales. La instrumentación de los castillos se colocó sobre el eje. En la Fig. 4.7 se muestra la disposición de los transductores de desplazamiento en el N1. Se colocaron transductores de desplazamiento para medir la rotación en la losa de azotea. Las mediciones incluyeron deformaciones elásticas y deformaciones inelásticas en ciclos a grandes distorsiones debido al comportamiento inelástico de los materiales. En la Fig. 4.8 se muestran las regiones en estudio.

Las rotaciones en cada región fueron calculadas con la expresión

$$\theta_{panel} = \frac{l_t - l_c}{s} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

donde

θ_{panel} es la rotación del panel 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 paneles, ϕ_{panel} , en las diferentes regiones fueron calculadas dividiendo la rotación, θ_{panel} , entre la longitud de la región sobre la cual fue medida.

De manera similar, se midieron las rotaciones en la región del acoplamiento de las dalas y los castillos interiores, así como 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 Secuencia de Daño y Respuesta Histerética

Considerando la factibilidad de evaluar la rehabilitación de estructuras de mampostería confinada con un grado de daño severo, el espécimen original (modelo 3D) se reparó y reforzó con una malla de alambre y recubrimiento de mortero por una cara de los muros (modelo 3D-R). El desplazamiento lateral máximo, medido en la losa del N2 fue de 4.50 cm ($RT = 0.91\%$), mientras en el N1 fue de 3.46 cm ($RT = 1.41\%$). El desplazamiento máximo impuesto al N1 fue superior en 2.8 veces al desplazamiento medido en 3D para la misma losa. El nivel de distorsión alcanzado permitió estudiar el comportamiento y la participación de la malla de alambre como mecanismo resistente a

cortante. El 3D-R alcanzó su resistencia a una distorsión total de 0.75% ($RI = 0.94\%$), que es 2.5 veces superior al nivel de desplazamiento asociado a la resistencia de 3D ($RT = 0.30\%$, $RI = 0.36\%$). Es interesante notar que el desplazamiento máximo impuesto al N2 (1.43 cm) sólo fue mayor en 1.2 veces al desplazamiento lateral máximo en el N1 (1.23 cm). Nuevamente, el estado final de daño del 3D-R se clasificó como "Estructural Grave", o "severo", de acuerdo con la Tabla 1.1 (Iglesias *et al.*, 1988).

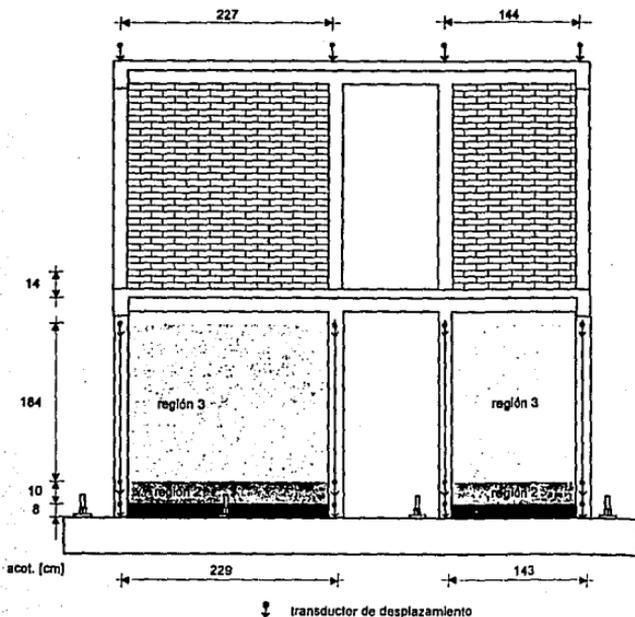


Figura 4.7 Regiones Consideradas para Medir Rotaciones y Curvaturas

Por facilidad, para identificar a los elementos estructurales del espécimen se utilizará la nomenclatura descrita en el Capítulo 2. En la Fig. 2.15 se presentó la nomenclatura asignada a los elementos de la estructura: castillos, dalas, losas y muros. Nuevamente, se denominará como

"cuadrados" a los paneles con relación de aspecto igual a 1 y como "rectangulares" a los que la tienen igual a 1.5.

A continuación, se describe la secuencia de daño del modelo 3D-R. Antes del ensayo destructivo se observó fisuramiento distribuido de anchura menor que 0.08 mm, en ambos muros, debido a la contracción por fraguado del mortero. El agrietamiento inicial continuó el fisuramiento de contracción. El patrón de agrietamiento final para los paneles de los muros Norte y Sur se muestra en la Fig. 4.8. En las Figs. 4.9, 4.10, 4.11 se ilustran los patrones de agrietamiento para los muros cabeceros y las losas. El mayor daño ocurrió en el N1, aunque de manera distribuida en los tableros de mampostería. La distribución uniforme del agrietamiento contrasta con la distribución observada en la prueba anterior, como se mostró en la Fig. 2.16. (Alcocer *et al.*, 1993c). El comportamiento global del 3D-R se estudia a partir de las curvas carga lateral - distorsión. En las Figs. 4.12, 4.13 y 4.14 se muestran las curvas cortante basal - distorsión total, $V_b - RT$, cortante basal - distorsión del primer nivel, $V_b - R1$, y cortante del segundo nivel - distorsión, $V_b - R2$, respectivamente. Se indican los ciclos más significativos durante el ensayo destructivo. La resistencia del espécimen se definió como la carga lateral (cortante basal) máxima registrada. La resistencia de 3D-R, calculada con el criterio de diseño propuesto en este estudio (ver Capítulo 3), V_n y la medida experimentalmente, V_{max} , así como la cortante basal asociada al primer agrietamiento del "rajuelo", V_{gr} , y a la primera fluencia del refuerzo longitudinal en los castillos del N1, V_p , también se indican. Las curvas carga lateral - distorsión del modelo rehabilitado (3D-R) fueron trazadas a la misma escala que las del modelo original (3D), con la intención de comparar las respuestas. En general, las curvas de 3D-R guardan simetría para ambas direcciones de carga, distinguiéndose una etapa elástica durante los primeros dos ciclos de carga. Los lazos histeréticos no muestran estrangulamiento cerca del origen, aún para ciclos a distorsiones elevadas. El comportamiento histerético es estable y con buena capacidad de disipación de energía en gran parte de la prueba. La curva perdió estabilidad a un nivel de RT superior al 0.75%. La estabilidad puede observarse si se comparan ciclos a la misma distorsión, por ejemplo los ciclos 12 y 13 ($RT = 0.42\%$, $R1 = 0.46\%$). El segundo nivel exhibió una pequeña etapa inicial elástica, presentando lazos simétricos y estables hasta el ciclo 12 ($RT = 0.35\%$, $R2 = 0.39\%$). A partir de este nivel de distorsión, los lazos pierden la estabilidad y simetría.

El ciclo 2 ($RT = 0.05\%$, $R1 = 0.04\%$) se caracterizó por la aparición de grietas horizontales por tensión, debidas a la flexión del espécimen, en todos los castillos del N1. Algunas grietas coincidieron con la junta entre el concreto nuevo y el original de los castillos reparados, y otras se extendieron hacia el mortero y la mampostería. En las caras exteriores de los paneles se pudo observar que las fisuras iniciales, que se habían formado por la contracción del mortero, se extendieron sobre la superficie de manera distribuida. En la cara interior del MNPO1 se observaron fisuras verticales, que coincidieron con el paño del castillo exterior. Por la abertura en forma de puerta se pudo observar el desprendimiento del mortero y el concreto del castillo interior. La separación medida fue de 1 mm. En el MCO se apreciaron pequeñas fisuras que parecen ser la continuación de las grietas por flexión que aparecieron en el castillo exterior del MSPO1.

A partir de este ciclo los lazos exhibieron histéresis, caracterizando la incursión de 3D-R en el rango de comportamiento inelástico.

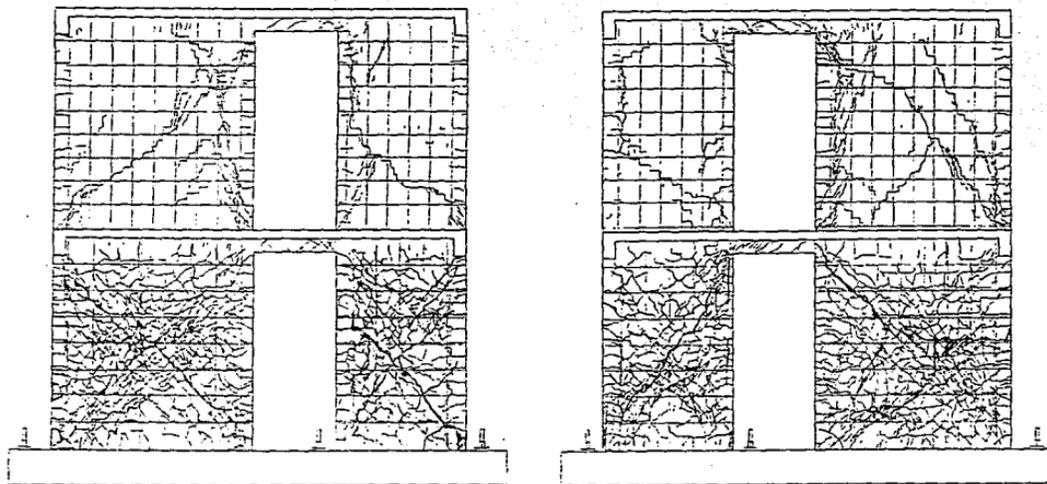


Figura 4.8 Patrón de Agrietamiento Final en los Muros Norte y Sur

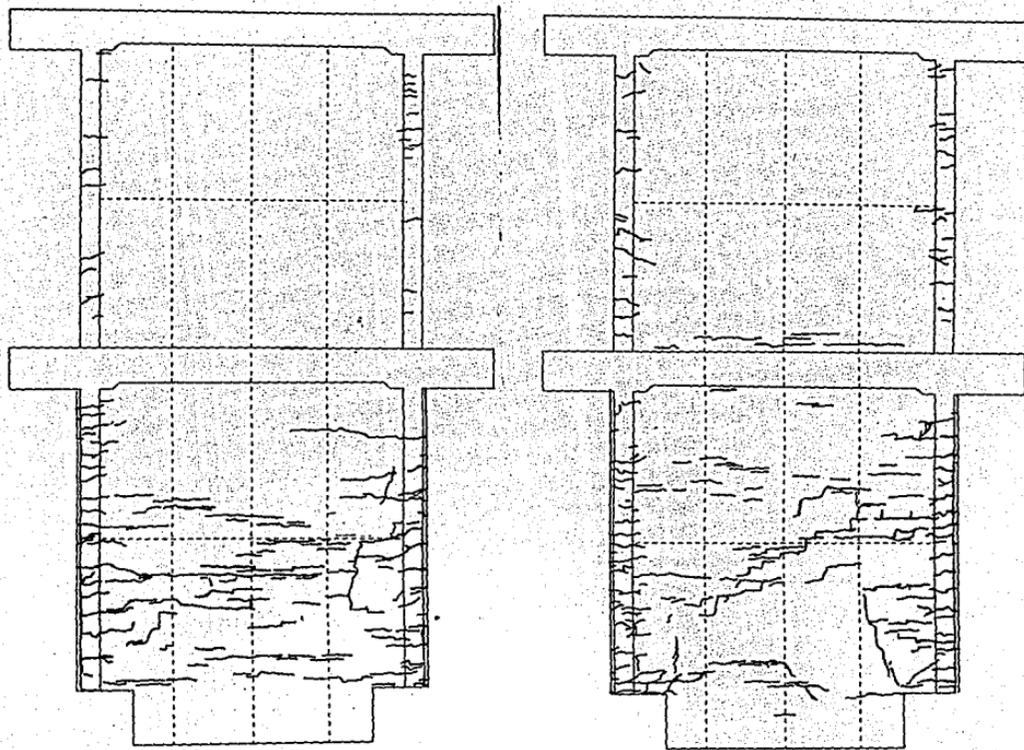


Figura 4.9 Patrón de Agrietamiento Final en los Muros Cabeceros Este y Oeste

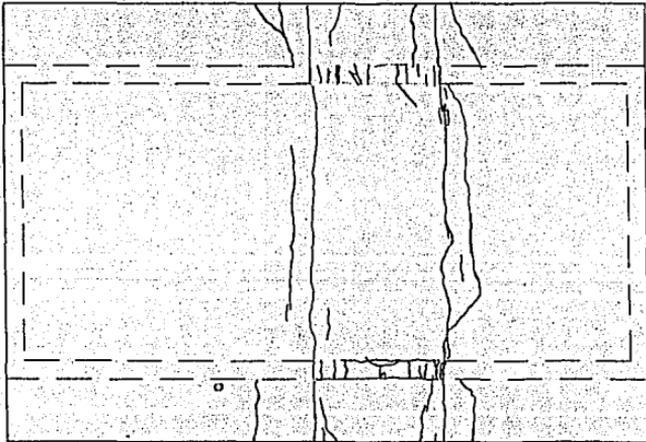
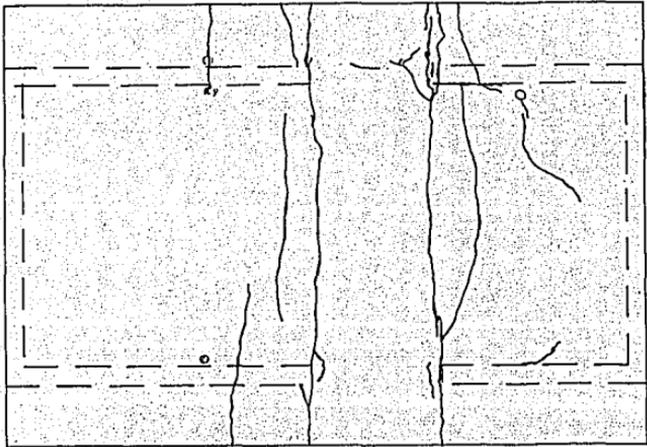


Figura 4.10 Patrón de Agrietamiento Final en la Losa de Entrepiso (N1)

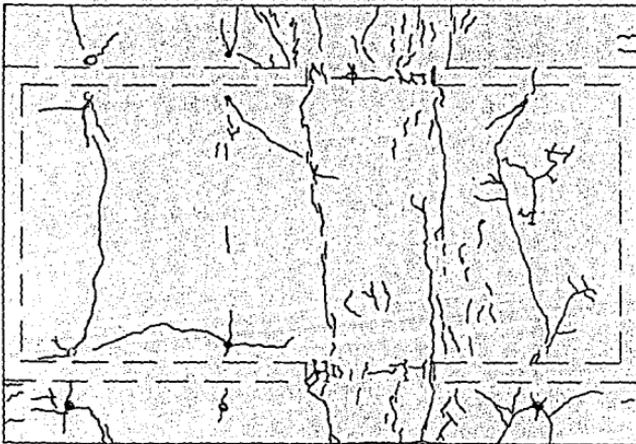
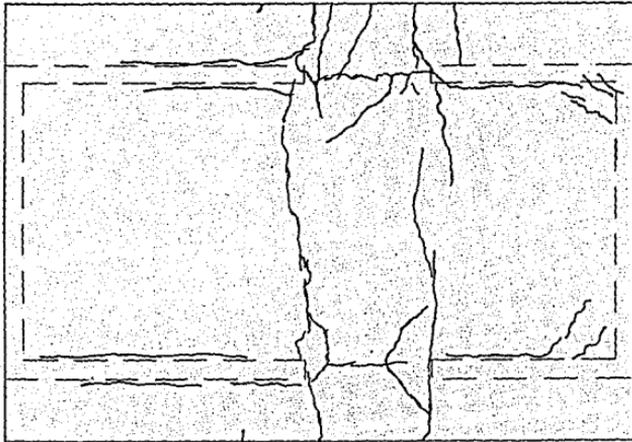


Figura 4.11 Patrón de Agrietamiento Final de la Losa de Azotea (N2)

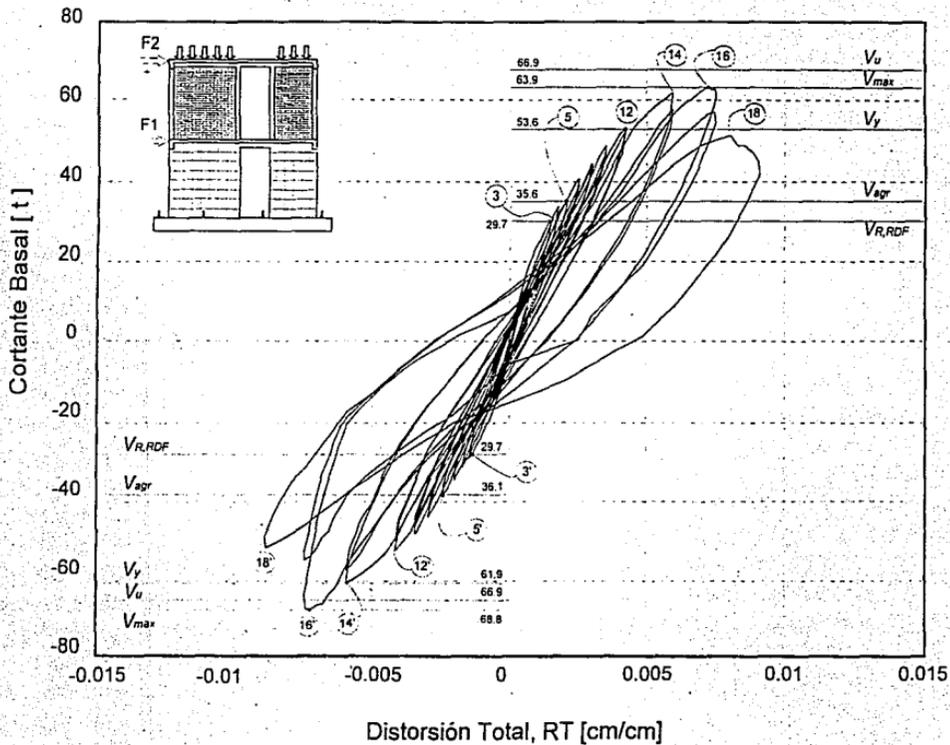


Figura 4.12 Curva Cortante Basal-Distorsión Total (Modelo 3D-R)

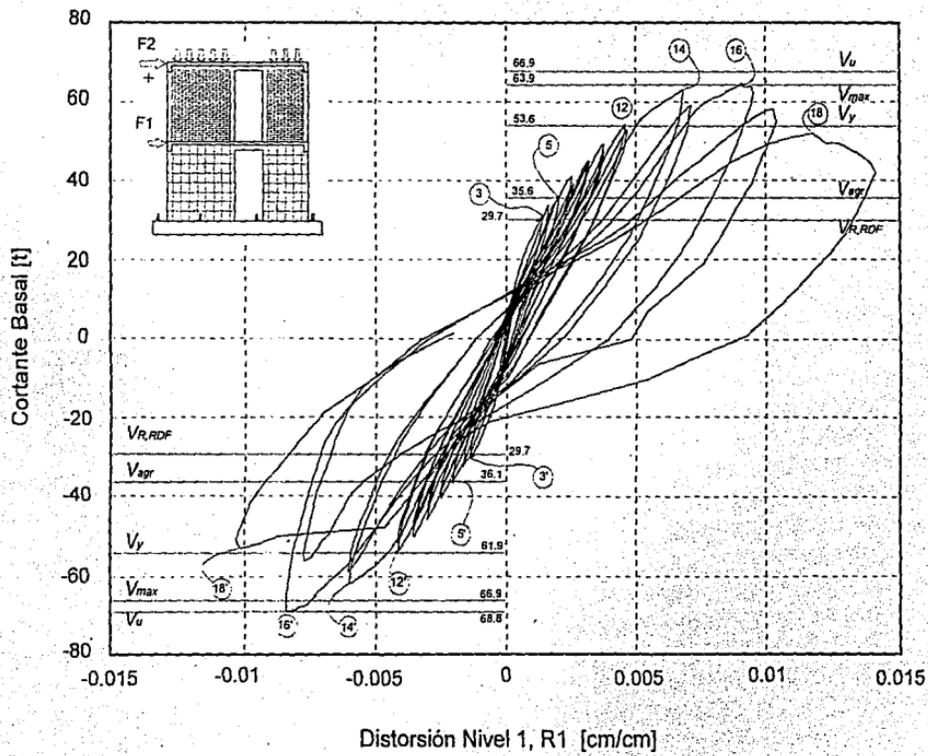


Figura 4.13 Curva Cortante Basal-Distorsión Nivel 1 (Modelo 3D-R)

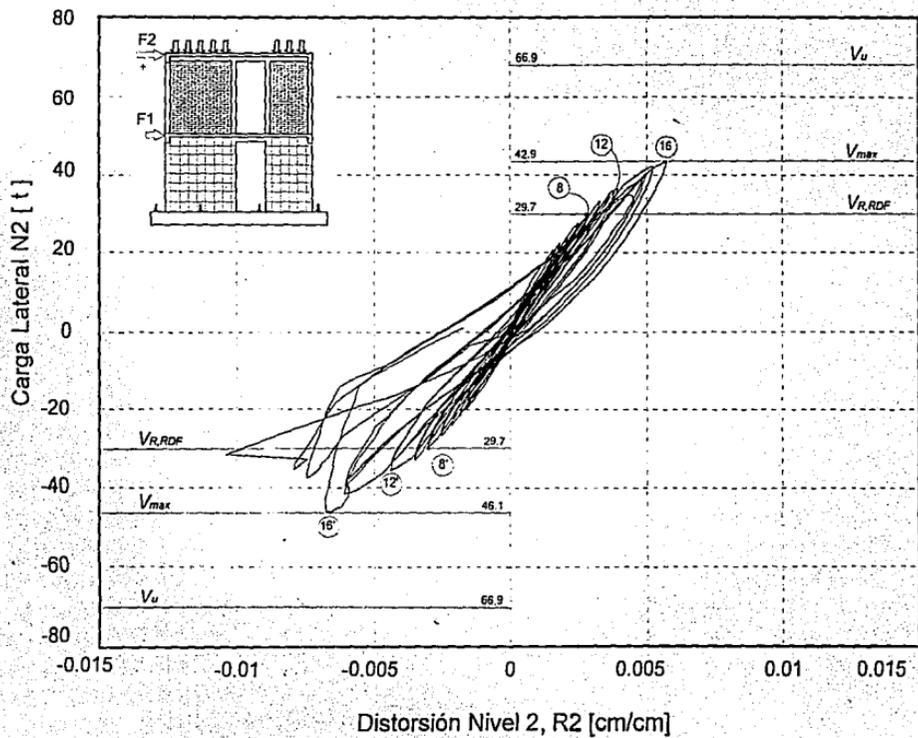


Figura 4.14 Curva Carga Lateral del N2-Distorsión Nivel 2 (Modelo 3D-R)

Durante el ciclo 3/pos ($RT = 0.15\%$, $RI = 0.14\%$), el agrietamiento horizontal aumentó en la altura de los castillos de manera distribuida, siendo más notorio en los paneles del muro Sur. Las grietas horizontales se extendieron, con ligera inclinación (grietas por flexo-cortante), hacia los paneles de mampostería (Fig. 4.15). 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. 4.16 se muestra el patrón de daño en el MNPE1. En el desplante de este panel se observó una fisura en la zona central. En general, el agrietamiento fue menor respecto al semiciclo anterior. En la cara interior de los paneles (Este y Oeste) del muro Norte, principalmente en el MNPE1, se observaron algunas fisuras inclinadas que coincidieron con las grietas que habían sido "rajueleadas". También en los paneles del muro Sur, se observó fisuramiento inclinado, de menor anchura, que coincidió con el "rajueleado". En el N2, se apreciaron fisuras horizontales en los castillos que se encontraban en tensión, por la flexión del espécimen. De manera similar al N1, en el MSPO2 se apreció una grieta en la base del panel. Las caras del N1 exhibieron algunas fisuras con ligera inclinación, por cortante, cercanas al paño de los castillos interiores (Fig. 4.17). En el MCE fue evidente la abertura de una grieta a la altura de viga de cimentación, que se formó durante el ensaye anterior, por efecto de la flexión fuera del plano del muro. Al finalizar el ciclo 3/neg, en ambos muros se observaron fisuras en la base que se extendían a lo largo de la junta entre el mortero de la primera hilada y la viga de cimentación, como se muestra en la Fig. 4.18. Durante este ciclo, la carga lateral máxima fue mayor en 3% a la resistencia a cortante calculada con la normatividad vigente $V_{R,DDF}$ (DDF, 1987b), usando un F_R igual a 1.0 y un $\nu^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ (0.34 MPa).

Durante el ciclo 4 ($RT = 0.17\%$, $RI = 0.17\%$), en los paneles rectangulares (Oeste) del N1, de ambos muros, el fisuramiento exhibió una ligera tendencia a concentrarse sobre las diagonales. En la Fig. 4.19 se muestra el daño en el MNPO1. En las caras interiores, continuaron expandiéndose las grietas inclinadas, por tensión diagonal, que coincidían con las grietas que fueron "rajueleadas" (ver Fig. 4.20).

Durante el ciclo 5 ($RT = 0.21\%$, $RI = 0.20\%$), se completó el agrietamiento inclinado en las caras interiores, que coincidió con el "rajueleado" (Fig. 4.21). En la curva para la distorsión total, y del N1, se puede apreciar una discontinuidad respecto a la tendencia presentada por los lazos histeréticos durante los ciclos posteriores. Esta discontinuidad se asoció al fisuramiento del "rajueleado". La carga lateral asociada al agrietamiento del "rajueleado" se denominó V_{gr} y fue igual a 35.6 t (349.2 kN) en el semiciclo positivo y a 36.1 t (354.1 kN) en el registro. Es interesante notar que este fenómeno ocurrió a una distorsión total similar al nivel de distorsión en que se formó completamente el agrietamiento principal, en forma de "X", en los paneles del 3D ($RT = 0.21\%$, $RI = 0.23\%$). En las caras exteriores, el patrón de daño de los paneles se mantuvo de modo distribuido. En ambos muros, algunas fisuras continuaron la tendencia a concentrarse sobre la diagonal de los paneles de mampostería. En la Fig. 4.22 se muestra el patrón de daño de la cara Norte.

A partir del ciclo 6 y hasta el final del ensaye destructivo la prueba se controló por distorsión total. En la sección 2.3.4 se puede encontrar la definición de distorsión total. Asimismo, se decidió aplicar dos ciclos a la misma distorsión, hasta el final del ensaye destructivo, con la intención de observar la estabilidad en el comportamiento del 3D-R.



*Figura 4.15 Grietas por Flexocortante en el Panel Oeste de la Cara Sur
($RT = 0.15\%$, $R1 = 0.14\%$)*

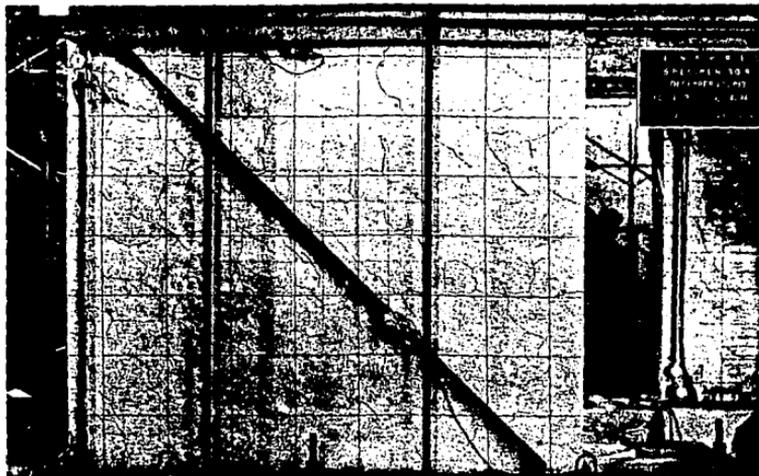
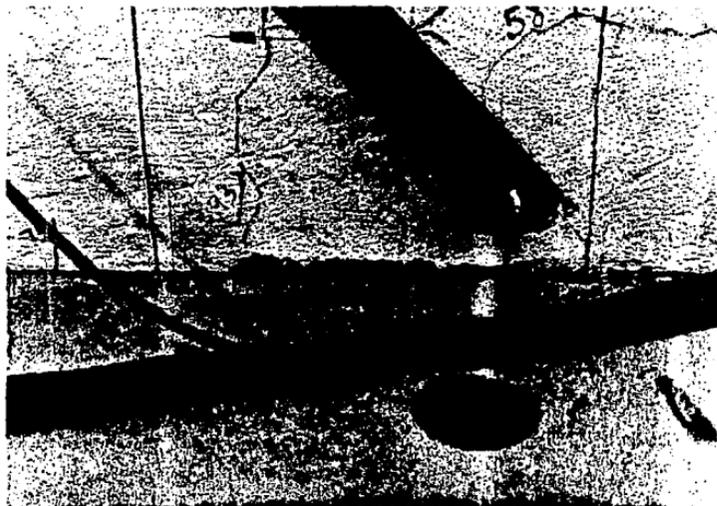


Figura 4.16 Patrón de Daño en el Panel Cuadrado de la Cara Norte (RT = 0.15%, R1 = 0.14%)



Figura 4.17 Fisuramiento en la Dala del NI (RT = 0.15%, R1 = 0.14%)



*Figura 4.18 Fisura en el Paño de los Paneles y la Viga de Cimentación
(RT = 0.15%, R1 = 0.14%)*



Figura 4.19 Patrón de Daño en el Panel Rectangular de la Cara Norte (RT = 0.17%, RI = 0.17%)

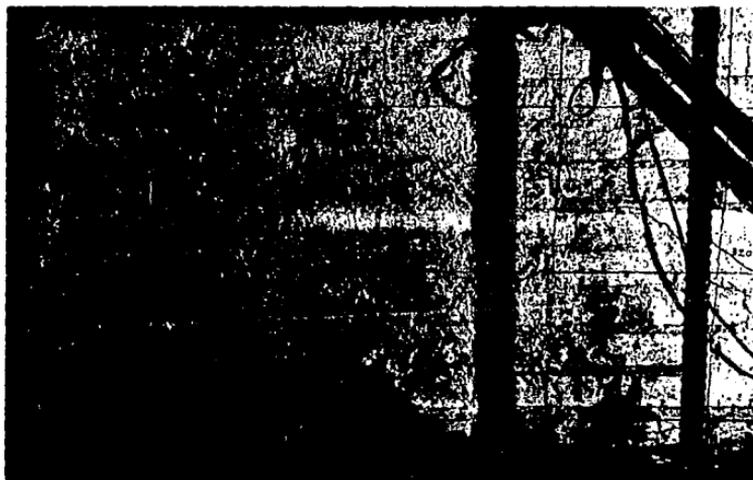


Figura 4.20 Fisuramiento de las Grietas que Fueron "Rajueledas" (RT = 0.17%, RI = 0.17%)



Figura 4.21 Agrietamiento en el Interior de los Paneles (RT = 0.21%, RI = 0.20%)

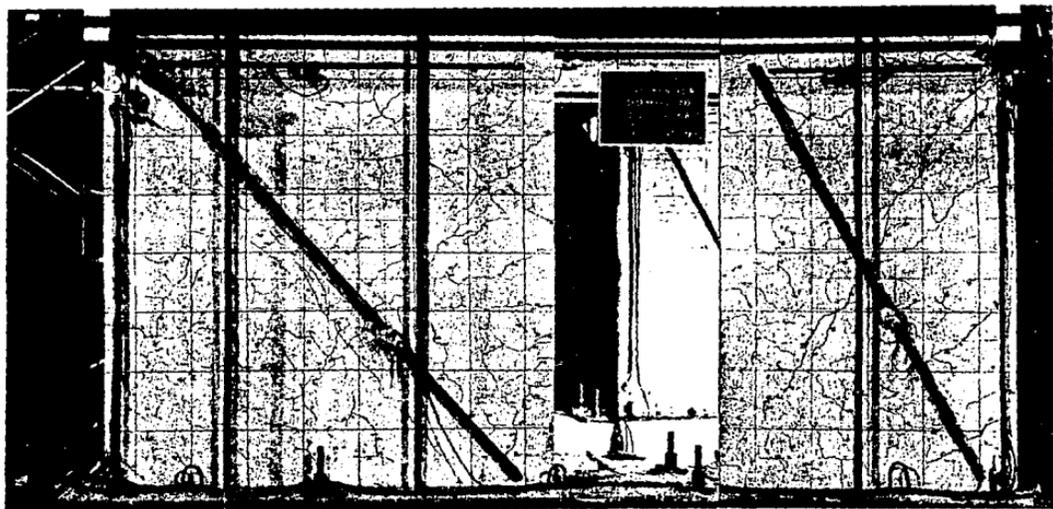


Figura 4.22 Patrón de Daño en la Cara Norte ($RT = 0.21\%$, $RI = 0.20\%$)

Para los ciclos 6 y 7 ($RT = 0.25\%$, $RI = 0.25\%$), los paneles rectangulares (Este) exhibieron menor agrietamiento respecto a los paneles cuadrados (Oeste). En las curvas histeréticas asociadas a la distorsión total y del N1 se observó que los lazos exhiben la misma tendencia observada hasta el ciclo 4. En ambos muros, la inclinación de las grietas era de forma inclinada. En las caras interiores se observó ligero aplastamiento en el mortero de las grietas que fueron "rajuleadas". No se observó la formación de nuevas grietas en el interior de los muros.

Durante los ciclos 8 y 9 ($RT = 0.30\%$, $RI = 0.31\%$) las grietas inclinadas de las caras exteriores continuaron concentrándose en la parte central de los paneles cuadrados (Este). En la intersección de las grietas inclinadas comenzó el aplastamiento del mortero. En los extremos de los paneles era evidente la separación entre el recubrimiento de mortero y el paño de los castillos. Los castillos interiores exhibieron ligero aplastamiento del recubrimiento, por compresión debida a la flexión del modelo. Desde el interior, se pudo observar una grieta sensiblemente vertical, en el paño del MCE y el castillo exterior del MNPO1 (Fig. 4.23). Al aumentar el desplazamiento lateral, el mortero de las grietas que fueron "rajuleadas" exhibió mayor aplastamiento. En el N2 se observó fisuramiento horizontal en el castillo interior y algunas fisuras casi verticales en la mampostería, cercanas al paño del castillo interior, en el panel cuadrado (Este) del muro Sur, así como fisuramiento inclinado en forma de escalera. Las fisuras inclinadas parten del castillo exterior y continúan en dirección opuesta a la dirección de carga. En el ciclo 8/neg, en el MCO se pudo apreciar una grieta, casi horizontal, que seguía la junta de mortero (Fig. 4.24). En la losa del N1 se observó que las grietas transversales a la aplicación de carga, tanto en el interior del modelo como en el volado, que se habían formado durante el ensayo anterior, se abrían y se cerraban de acuerdo a la aplicación de carga (Fig. 4.25). Las grietas habían coincidido con el paño de los castillos interiores, siendo visibles en ambas caras del sistema de piso. Hasta este ciclo, la distribución de las grietas inclinadas sugirió el predominio de las deformaciones por cortante.

En los ciclos 10 y 11 ($RT = 0.35\%$, $RI = 0.37\%$) se formó completamente el agrietamiento principal en los paneles (Este y Oeste) del muro Norte. Las grietas se extendieron sobre la diagonal de ambos paneles, sugiriendo una falla por tensión diagonal/cortante. En el panel cuadrado (Este) del muro Norte se observaron fisuras inclinadas en forma de escalera (por cortante), cercanas al castillo interior. En el MNPE del N2 se apreció la prolongación del fisuramiento inclinado, por cortante, que se había formado durante la prueba anterior, incursionando en los castillos (Fig. 4.26). Se observaron algunas fisuras inclinadas en las caras del N1 y del N2. Se observaron fisuras casi horizontales, con ligera inclinación, en la cara exterior de la DMS1. En la losa de azotea, sólo se detectó que las dos grietas que se habían formado en la dirección transversal del modelo durante el ensayo 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.



Figura 4.23 Grieta Vertical en el Panel Oeste de la Cara Norte (RT = 0.30%, RI = 0.31%)



Figura 4.24 Agrietamiento en el Muro Cabecero Oeste (RT = 0.30%, RI = 0.31%)

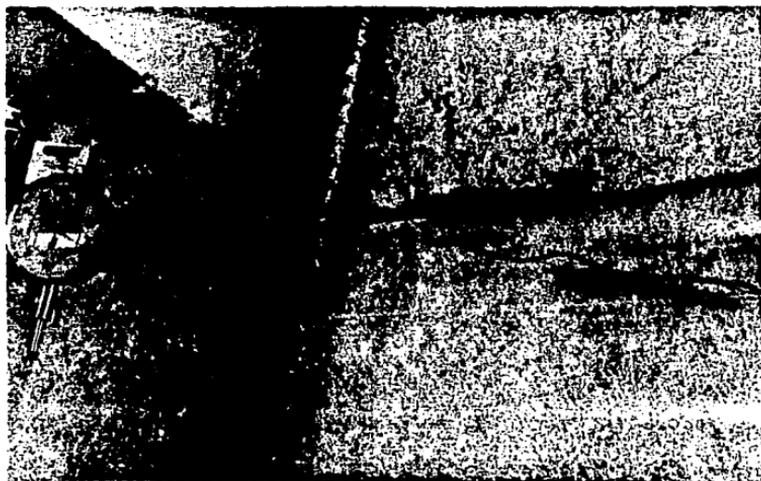


Figura 4.25 Grieta en la Losa de Entrepiso (Dirección Corta) (RT = 0.30%, RI = 0.31%)

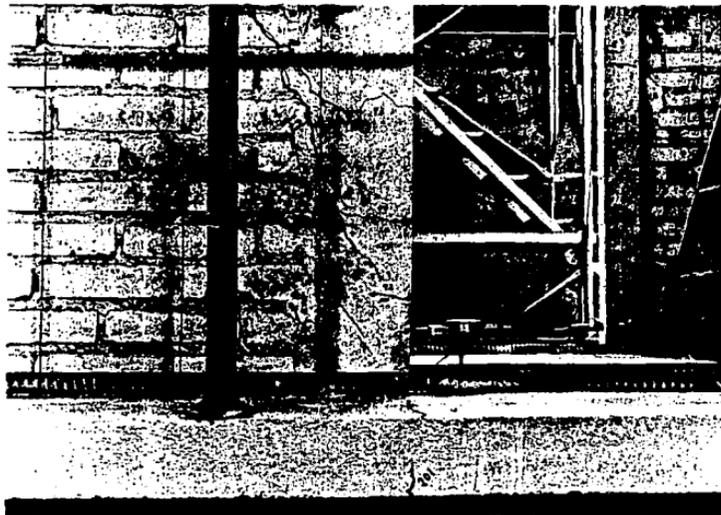


Figura 4.26 Fisuramiento Inclinado en el MNPO del N2 (RT = 0.35%, RI = 0.37%)

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 seguan las juntas de mortero. Los ruidos más intensos se escucharon en los muros del N1 probablemente, debido a la fractura de los alambres horizontales en el MSPE1, y del N2, debido a la formación de una grieta diagonal en el MNPO2 (Fig. 4.27). El nuevo agrietamiento en el N2 fue escalonado, 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. A este nivel de distorsión, la fuerza cortante del N2 fue de 35.7 t (350.2 kN) y excedió en 20% a la calculada con la normatividad vigente (DDF, 1987b) usando un F_R unitario y un $v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ (0.34 MPa). En el semiciclo positivo, con el paso asociado a la cortante basal máxima, se registró la primera fluencia en el acero longitudinal en los castillos del N1, la cual correspondió a una carga lateral, V_p , de 53.6 t (526.8 kN). En la curva histerética asociada a la distorsión total y del N1 se puede observar un ligero redondeo en el lazo histerético, atribuido al inicio de la plastificación en las varillas longitudinales de los castillos del N1 (ver Capítulo 5). En el ciclo 12/neg ($R2 = 0.39\%$), en los paneles cuadrados (Este) del N2 surgió agrietamiento inclinado, que incurrió ligeramente al castillo (Fig. 4.28). La DMS1 exhibió fisuras inclinadas, por cortante, en la cara interior. A partir del ciclo 13 fue notorio el aplastamiento en el repellido de mortero. En los paneles cuadrados (Este) de ambos muros se observó el desprendimiento y la caída del mortero. Los castillos interiores que se encontraban a compresión también sufrieron el aplastamiento en el recubrimiento y parte del núcleo. En el N2, el MNPE 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. En general, hasta esta distorsión sólo aumentó la anchura de las grietas en los paneles del N1.

Pocos cambios ocurrieron en los ciclos 14 y 15 ($RT = 0.60\%$, $RI = 0.67\%$). El agrietamiento inclinado de los paneles cuadrados (Este) de los muros Sur y Norte se completó. Las grietas fueron escalonadas, extendiéndose hacia la zona inferior del castillo interior. Durante el ciclo 14/neg ($RT = 0.60\%$, $RI = 0.60\%$) se registró la primera fluencia durante los semiciclos negativos y correspondió a una fuerza cortante basal, V_p , de 61.9 t (607.2 kN). En la Fig. 4.29 se muestra la distribución de daño para los paneles (Este y Oeste) del muro Norte. 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. En los paneles cuadrados (Este) de ambos muros se observó el desprendimiento y la caída del mortero. En el N2, durante el ciclo 14/neg ($R2 = 0.53\%$) se formó una grieta inclinada en el panel cuadrado (Este) del lado Sur, casi a todo lo largo de la diagonal del panel. En el ciclo 15/neg ($R2 = 0.50\%$), en la mitad inferior del MSPO del N2 se observó una grieta inclinada en forma de escalera (por cortante).

Nuevamente se escucharon ruidos durante el proceso de carga de los ciclos 16 y 17 ($RT = 0.75\%$, $RI = 0.94\%$). Los ruidos se asociaron a la fractura de los alambres horizontales de la malla, principalmente en los paneles (Este y Oeste) del muro Sur. Los ruidos coincidieron con el desconchamiento de la capa de mortero. En algunas zonas, se pudo observar que el desprendimiento del mortero ocurrió a lo largo de los alambres horizontales y verticales (Fig. 4.30). En el MCE se observó agrietamiento escalonado, casi horizontal, que era continuación de las grietas de la prueba anterior. 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. La resistencia del 3D-R, V_{max} , se alcanzó en este ciclo, a un cortante basal para el ciclo/pos de 63.9 t (626.9 kN) y para el ciclo/neg de 68.8 t (674.9 kN).

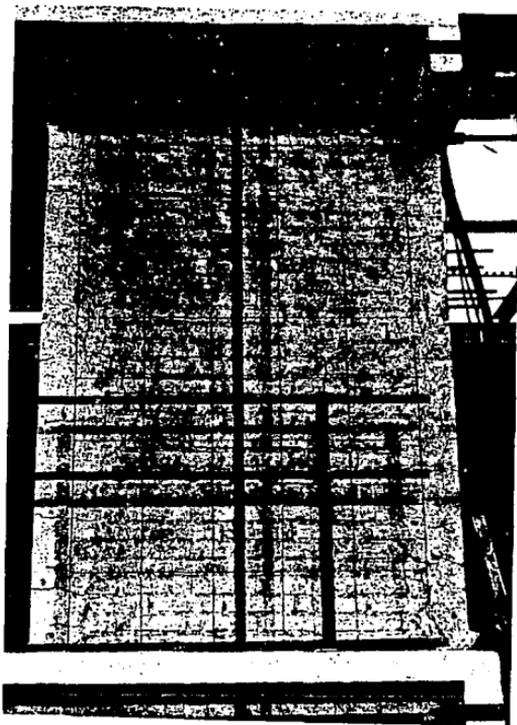


Figura 4.27 Agrietamiento Inclinado en el MNPO del N2 (RT = 0.42%, RI = 0.46%)

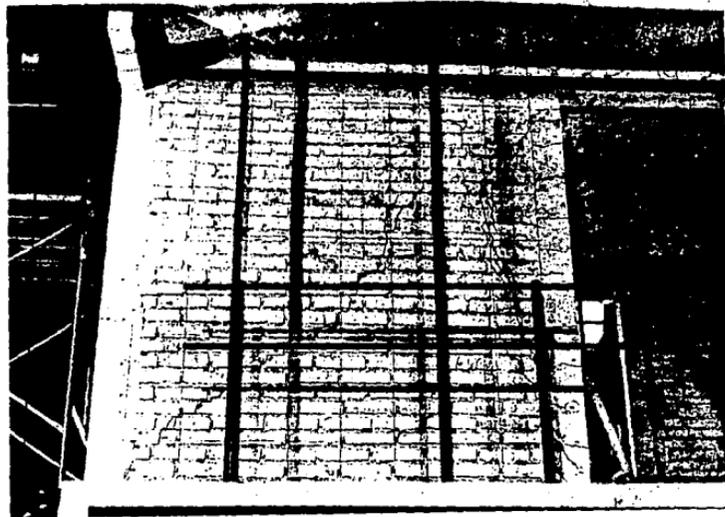


Figura 4.28 Fisuramiento Inclinado en el MNPE del N2 (RT = 0.35%, R1 = 0.37%)

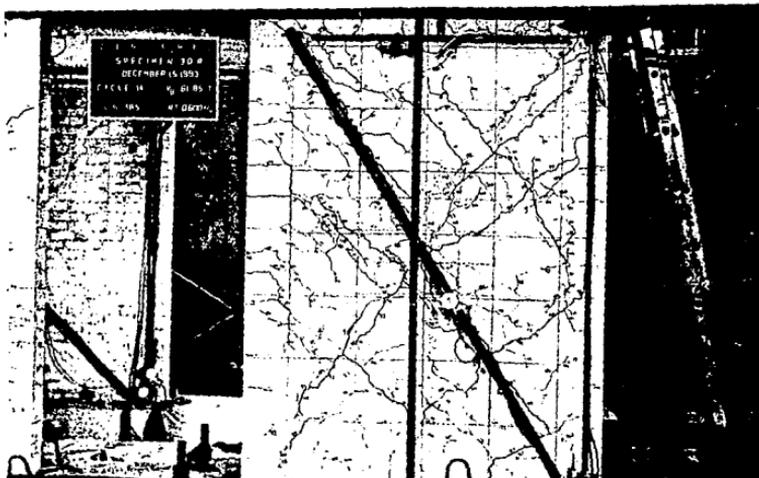
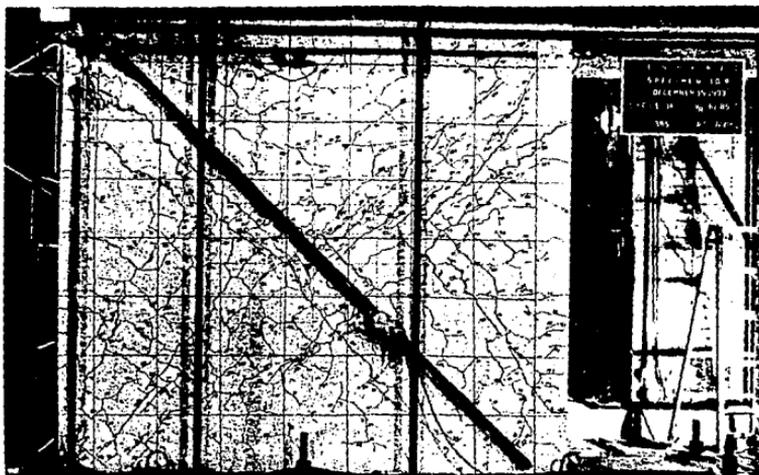


Figura 4.29 Distribución de Daño en los Paneles de la Cara Norte (RT = 0.60%, RI = 0.67%)



Figura 4.30 Desprendimiento del Mortero en la Cara Sur (RT = 0.75%, RI = 0.94%)

La resistencia del modelo 3D-R fue 1.58 veces para el ciclo/pos ($RI = 0.94\%$, $RT = 0.75\%$) y 1.69 veces para el ciclo/neg ($RI = 0.83\%$, $RT = 0.75\%$) la medida en el modelo 3D. Durante el ciclo 17 continuó la fractura de los alambres en la malla. Se observó una tendencia a concentrarse el daño en la intersección de las grietas diagonales. En la parte interior de los paneles, las grietas que coincidieron con el "rajueleado" penetraron en los castillos interiores. En el N2, en la mitad superior del MSPO se observó fisuramiento inclinado casi vertical. En la Fig. 4.31 se muestra el patrón de daño de la cara Norte al final de este ciclo. Como puede observarse en la curva asociada a la distorsión total y del N1, los lazos histeréticos no muestran la estabilidad exhibida para los ciclos anteriores.

Finalmente, durante el ciclo 18 ($RT = 0.91\%$, $RI = 1.41\%$) continuaron los ruidos asociados a la fractura de los alambres horizontales. En el 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 la parte media del panel. En el 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. En el MSPE1 fue evidente el total desconchamiento del mortero en la parte inferior del castillo interno. En dicha zona no se apreció rotura de los alambres de la malla, sólo se observó el plegamiento de los alambres verticales (Fig. 4.32). Este panel no presentó un patrón de grietas tan uniforme como el del muro Norte. Los paneles del muro Norte contaban con nueve clavos/m², mientras que los del lado Sur tenían seis clavos/m². Finalmente, en el MSPO1 se apreció una grieta diagonal bien definida. En los paneles de la cara Sur, el fisuramiento coincidió con la posición de los alambres horizontales y verticales de la malla de alambre, como puede observarse en la Fig. 4.33. El agrietamiento inclinado en el N2 penetró los extremos de los castillos interiores. Las grietas inclinadas partieron de la zona inferior de los castillos extremos y se extendían verticalmente a partir del tercio superior de los castillos interiores. Este patrón de agrietamiento 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 del N2. Se identificó una grieta longitudinal en la base de los paneles y la losa de entrepiso, similar a la observada en los muros del N1 y la viga de cimentación. Las dalas exhibieron algunas grietas inclinadas, sin que el agrietamiento del 3D se extendiera. En la losa del 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. Los muros cabeceros continuaron agrietándose en modo similar a la prueba anterior. Se identificó una grieta inclinada en la parte media de ambos muros, casi horizontal, que seguía la junta de mortero. En la Fig. 4.34 se presenta el patrón de daño final del MCE. Estas grietas se originaron por la flexión, fuera del plano, de los muros. La fuerza cortante basal máxima, V_{max} , durante el semiciclo positivo fue menor en 5% a la calculada de acuerdo al criterio establecido en este estudio, V_c . Por el contrario, en el semiciclo negativo, la cortante basal máxima, V_{max} , excedió en 3% al valor de V_c .

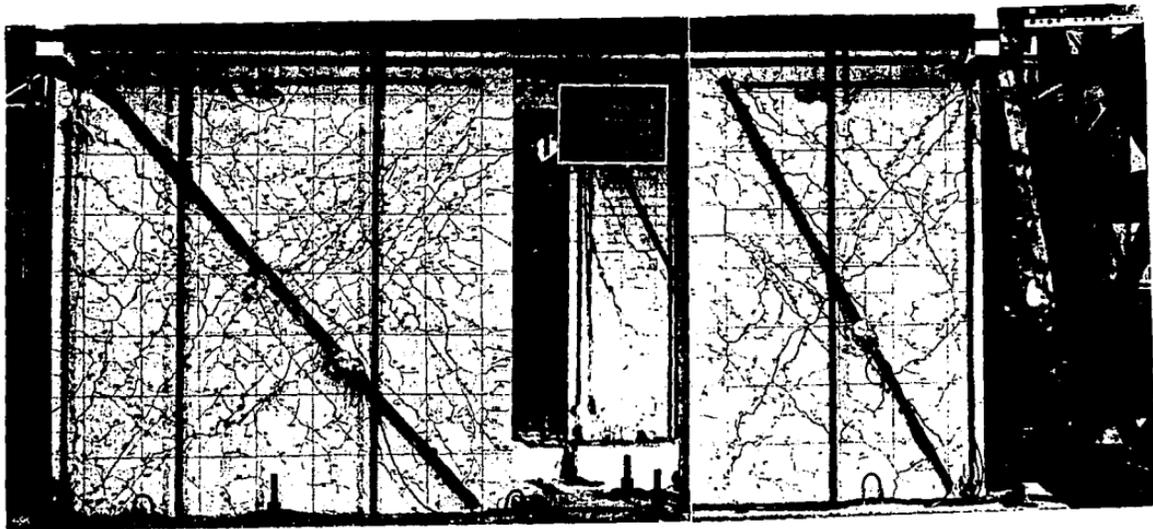


Figura 4.31 Patrón de Daño en la Cara Norte del NI ($RT = 0.91\%$, $R1 = 1.41\%$)



*Figura 4.32 Patrón Final de Daño en la Esquina Inferior del MSPE del NI
(RT = 0.91%, RI = 1.41%)*



Figura 4.33 Fisuramiento en la Cara Exterior del MSPO del NI
($RT = 0.91\%$, $RI = 1.41\%$)

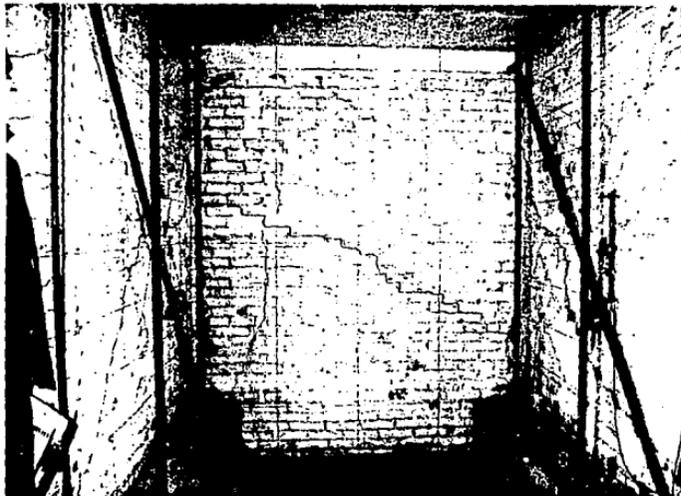


Figura 4.34 Patrón Final de Daño en el MCE del NI (RT = 0.91%, RI = 1.41%)

4.3.2 Deformaciones Angulares

Las deformaciones angulares de los paneles cuadrado (Este) y rectangular (Oeste) del N1, en los muros Norte y Sur, se muestran en las Figs. 4.35, 4.36, 4.37 y 4.38. Los lazos son muy parecidos a los mostrados en la curva carga lateral - distorsión del primer nivel, $V_5 - RI$, excepto en el panel rectangular (Oeste) del muro Norte. Las curvas guardan simetría para ambas direcciones de carga hasta el ciclo 12 ($RT = 0.42\%$, $RI = 0.46\%$). En general, los lazos histeréticos exhibieron un comportamiento casi elástico, con una tasa de aumento constante, hasta el ciclo 12. Para niveles de distorsión superiores los lazos pierden la simetría, dado que, durante la aplicación de carga lateral, se acumuló el daño en cada semiciclo. 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 residuales por daño originaron que los lazos se desplazaran del origen envolviendo un área amplia, principalmente en los ciclos/pos. Esto puede atribuirse a la adición de las deformaciones por cortante, al pasar del semiciclo negativo al semiciclo positivo, y al alargamiento de los paneles cuadrados (Este) debido al efecto de fuerza axial en su plano y al daño diagonal. Idealmente, se puede suponer que los paneles Este se encuentran a tensión, debido a la flexión del espécimen, mientras los paneles Oeste se encuentran en compresión durante el sentido positivo de carga. En realidad, esto puede provocar que en los paneles cuadrados (Este) se presentaran menores deformaciones por compresión respecto a los paneles rectangulares (Oeste). El efecto provocó que aumentara la anchura de las grietas en los paneles cuadrados (Este). Esto es consistente con la Ec. 4.2, ya que las deformaciones angulares aumentan si las diagonales a tensión se alargan (se abren las grietas inclinadas) o cuando las diagonales se comprimen. Lo anterior es consistente con la concentración de daño observado en los paneles de ambos muros. Así, el patrón de daño exhibido por los paneles 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.

Los lazos exhibidos en las curvas de los paneles del muro Sur son similares, salvo en la proporción de sus deformaciones durante los semiciclos positivos. En el muro Sur, si se comparan las deformaciones angulares entre los paneles cuadrado (Este) y rectangular (Oeste) se observa que no difieren en más del 15%, en promedio, durante el transcurso de la prueba. En el muro Norte, las deformaciones angulares en el panel rectangular (Oeste) fueron mayores respecto al panel cuadrado (Este) 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 el panel cuadrado (Este) del muro Norte se presentaron mayores deformaciones angulares durante los semiciclos negativos, respecto al panel rectangular (Oeste) del mismo muro. El valor máximo de la deformación angular fue igual a 0.012 y se presentó en el panel rectangular (Oeste) del muro Sur durante el último ciclo de carga.

En las Figs. 4.39 y 4.40 se muestran las deformaciones angulares para los paneles cuadrado (Este) y rectangular (Oeste) de la cara Sur del N2. Las deformaciones angulares se obtuvieron a partir del cambio en la longitud 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 elástico y casi

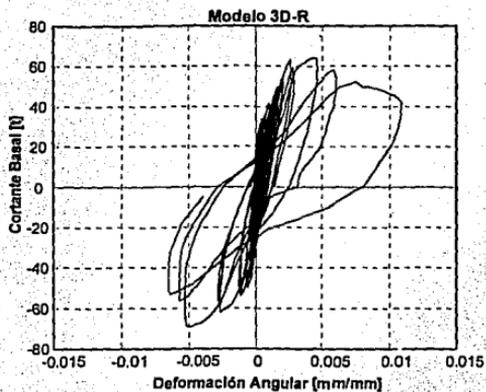


Figura 4.35 Deformación Angular en el Muro Norte Panel Este

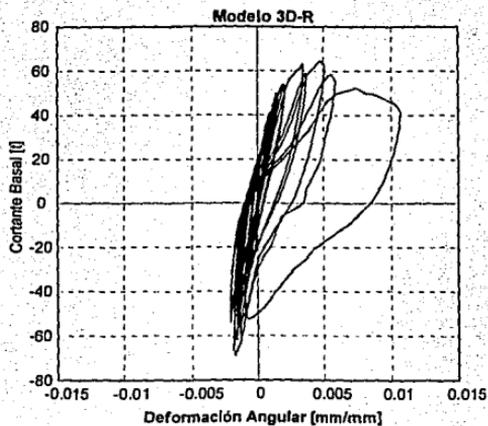


Figura 4.36 Deformación Angular en el Muro Norte Panel Oeste

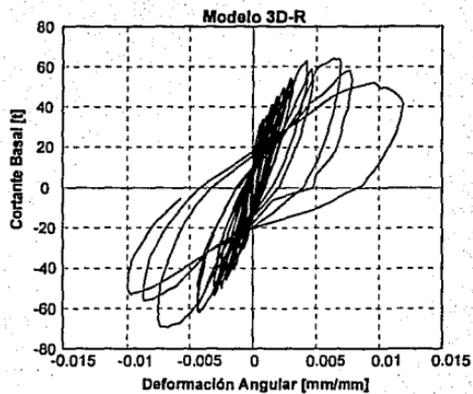


Figura 4.37 Deformación Angular en el Muro Sur Panel Este

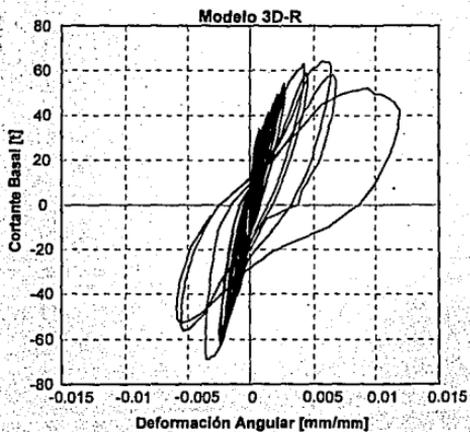


Figura 4.38 Deformación Angular en el Muro Sur Panel Oeste

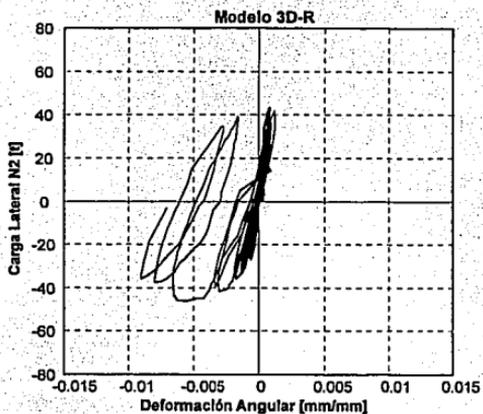


Figura 4.39 Deformación Angular Panel Cuadrado Muro Sur Nivel 2

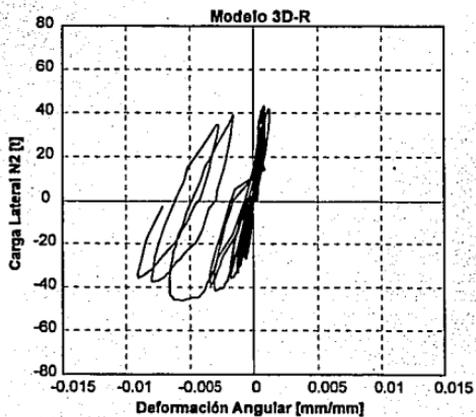


Figura 4.40 Deformación Angular Panel Rectangular Muro Sur Nivel 2

lineal 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 el N1, se presentaron deformaciones residuales, atribuibles a daño acumulado en los paneles de mampostería. Hasta el ciclo 12/neg ($R2 = 0.39\%$) la magnitud de las deformaciones en el panel cuadrado (Este) fue semejante al rectangular (Oeste). En el ciclo 14/neg ($R2 = 0.53\%$) se formó una grieta inclinada, casi a todo lo largo de la diagonal del panel cuadrado (Este) que aumentó en 79% la magnitud de la deformación angular para el ciclo siguiente respecto al ciclo 14. En el ciclo 15/neg ($R2 = 0.50\%$) se formó una grieta escalonada en la mitad inferior del panel rectangular (Oeste), que incrementó la deformación angular en 1.8 veces en relación al ciclo 14/neg. Para un mismo nivel de distorsión, al comparar los paneles del N2 (ciclo 10, $R2 = 0.33\%$) con sus similares del N1 (ciclo 8, $R1 = 0.31\%$), para el mismo nivel de distorsión, se observa que los paneles del N1 tienen mayores deformaciones angulares (74% en el lado Este y 31% en el Oeste). Si se comparan ambas curvas, se observa que para grandes desplazamientos (por ejemplo el ciclo 16/neg, $R2 = 0.57\%$) 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 el mayor predominio de las deformaciones por corte en muros cuadrados que el de muros con mayor relación de aspecto. Cabe recordar que los paneles (Este y Oeste) de la cara Norte (que no fueron instrumentados), sufrieron agrietamiento inclinado, en forma de escalera, en el ciclo 12. Esta observación sugiere que las deformaciones angulares en el lado Norte aumentaron antes que en el lado Sur.

4.3.3 Rotaciones y Curvaturas

En las Figs. 4.41, 4.42, 4.43 y 4.44 se presenta la curva cortante basal - rotación, $V_b - \theta_{panel}$, para la región I de los paneles cuadrado (Este) y rectangular (Oeste) del muro Norte y Sur, respectivamente. Sólo se ilustran las curvas para la región I, dado que las regiones restantes exhibieron un comportamiento sensiblemente lineal durante la prueba. La instrumentación utilizada para medir las rotaciones se describió en la sección 2.3.6 (ver Capítulo 2). La rotación máxima se registró en el panel rectangular (Oeste) de la cara Norte (0.0086) en el ciclo 18 ($RT = 0.91\%$, $RI = 1.41\%$) y correspondió a una curvatura de 0.0011. En general, las curvas de las rotaciones tuvieron un comportamiento elástico y casi lineal hasta el ciclo 12 ($RT = 0.42\%$, $RI = 0.46\%$), excepto en el panel cuadrado (Este) de la cara Norte que permaneció elástico durante 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 al posible plegamiento de las varillas longitudinales). El análisis de los deformímetros indicó el inicio de la fluencia en el refuerzo longitudinal, debido a flexión, a este nivel de distorsión (ver Capítulo 5, acápíte 5.2.1). 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 del 3D-R. En los paneles rectangulares (Oeste), la separación del castillo exterior con respecto al muro cabecero puede haber contribuido al aumento en las magnitud de las rotaciones de la región inferior, para los ciclos/neg (ver Fig. 4.23). Al comparar las rotaciones en los 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. Como se recordará, en la cara Norte se colocaron 9 clavos/m², mientras en la cara Sur se dispusieron 6 clavos/m².

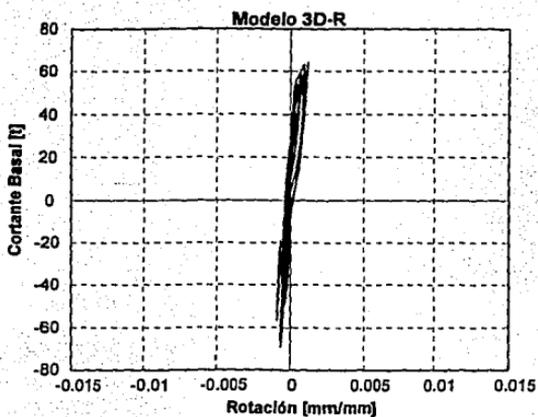


Figura 4.41 Rotación en el Muro Norte Panel Este

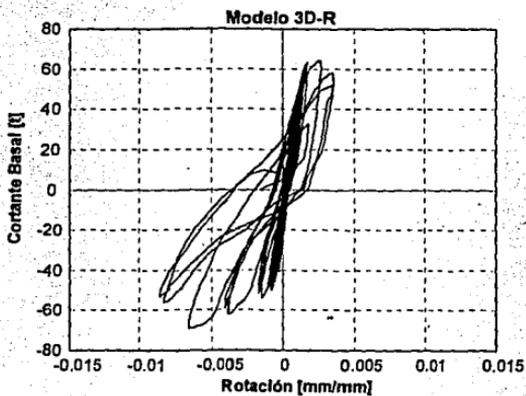


Figura 4.42 Rotación en el Muro Norte Panel Oeste

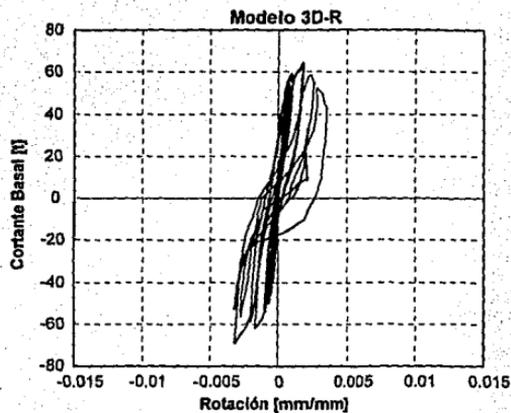


Figura 4.43 Rotación en el Muro Sur Panel Este

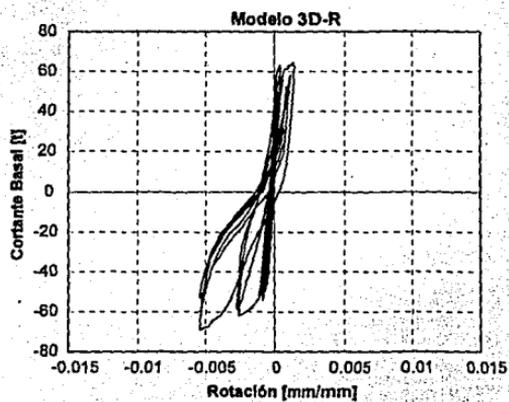


Figura 4.44 Rotación en el Muro Sur Panel Oeste

En las Figs. 4.45 y 4.46 se presenta la distribución de curvaturas en la altura de los paneles Este y Oeste del muro Sur. La distribución de curvaturas se obtuvo sobre las tres regiones instrumentadas. Similar distribución 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 del 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 y la flexión 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, sección 5.2.1) 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 menores rotaciones y deformaciones por flexión.

En la Fig. 4.47 se presenta la curva carga lateral del N2 - rotación medida en la losa de azotea en el lado Este, $F_2 - \theta_{N2}$. Idealmente, esta región se encontraba en tensión, por la flexión del espécimen, cuando se aplicó carga en la dirección positiva (Este a Oeste). Como puede observarse, la curva describe un comportamiento simétrico en ambas direcciones de carga hasta el ciclo 12 ($R_1 = 0.42\%$, $R_2 = 0.39\%$). Hasta este ciclo, los lazos exhiben un comportamiento casi elástico. Para un nivel de distorsión mayor, puede apreciarse histéresis en los lazos durante los ciclos positivos. Si se comparan las rotaciones para la distorsión en que se alcanzó la resistencia (ciclo 16) entre esta región y la región 1 de los paneles cuadrados (Este) del N1, durante los ciclos positivos, puede notarse que son mayores en 2.3 y 3.3 veces al lado Sur y Norte, respectivamente. Esto es consistente con la flexión del espécimen al aplicarse cargas laterales. La rotación máxima se registró en el último ciclo y fue 0.46%.

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. En las Figs. 4.48 y 4.49 se presentan las curvas cortante basal - rotación, $V_b - \theta_{dala}$, en los extremos Este y Oeste de la dala Sur del 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 la carga. Así, el extremo Este presentó mayores rotaciones con los semiciclos negativos y el extremo Oeste para los semiciclos positivos. Los lazos de las rotaciones permanecen casi elásticos hasta el ciclo 12 ($R_1 = 0.46\%$). 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, sin alcanzar la fluencia (ver Capítulo 5, inciso 5.2.2). En las Figs. 4.50 y 4.51 se presentan las curvas carga lateral del N2 - rotación, $F_2 - \theta_{dala}$, en los extremos Este y Oeste de la dala Sur del N2. De manera similar al N1, 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 del N1 y N2 fue semejante hasta el ciclo 16 ($R_1 = 0.94\%$). En contraste con la dala del N1, en el extremo Oeste de la dala del N2 se incrementó el número de los lazos que presentan histéresis a partir del ciclo 10/pos ($R_1 = 0.37\%$). El agrietamiento por cortante en el N1 y N2 era evidente a este nivel de distorsión, sin ser considerable la anchura de las grietas. No se observó aplastamiento del concreto en las caras a compresión de las dalas.

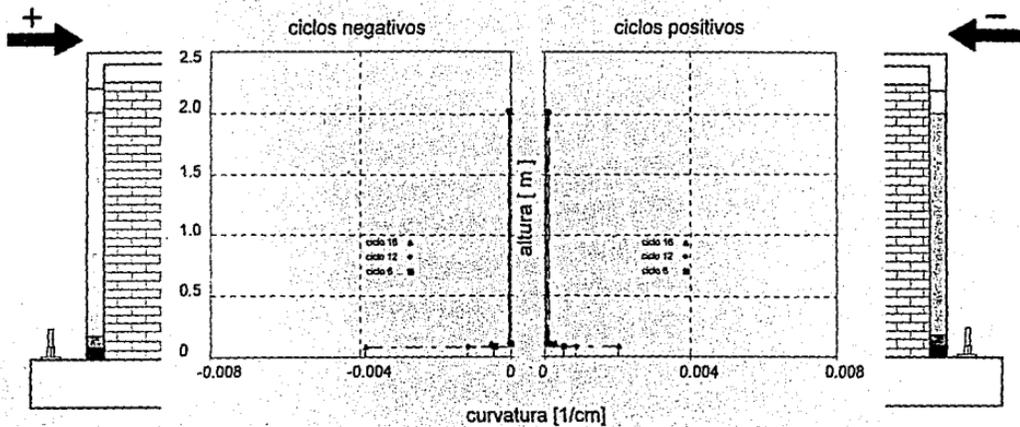


Figura 4.44 Distribución de Curvaturas en la Altura (MSPE)

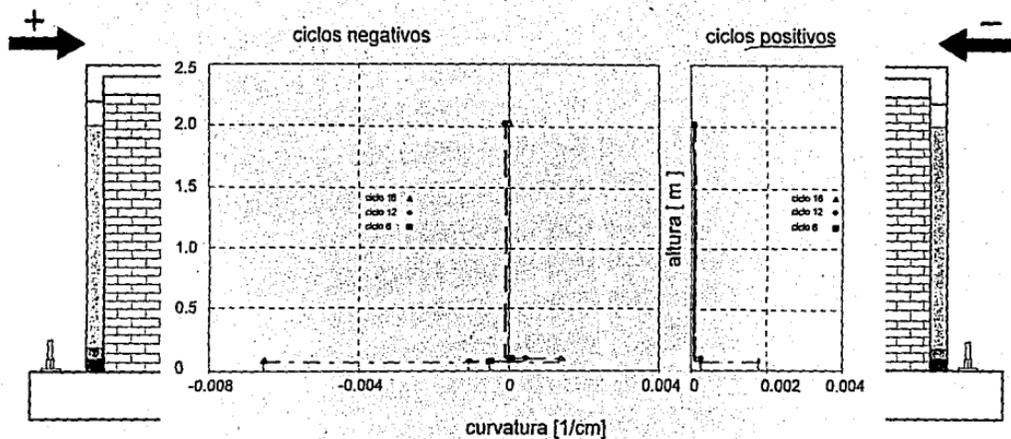


Figura 4.45 Distribución de Curvaturas en la Altura (MSPO)

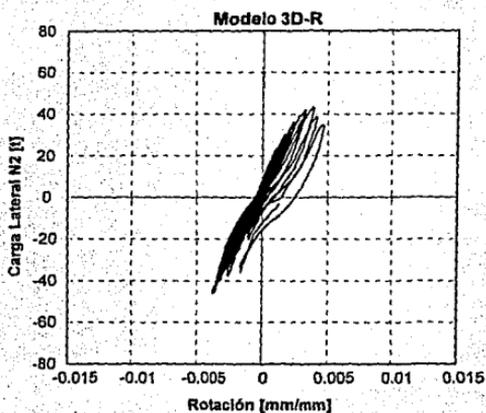


Figura 4.47 Rotación en la Losa de Azotea (Lado Este)

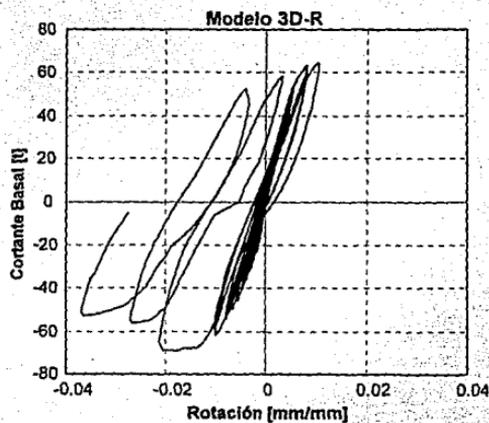


Figura 4.48 Rotación en la Dala (Lado Oeste)

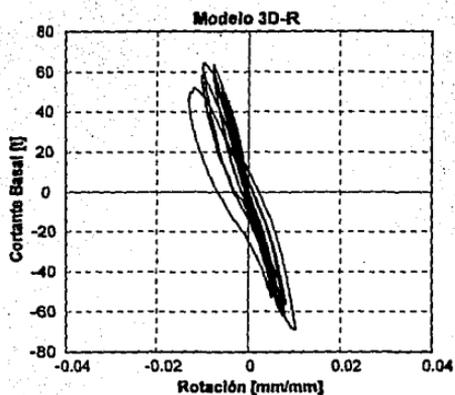


Figura 4.49 Rotación en la Dala (lado Oeste)

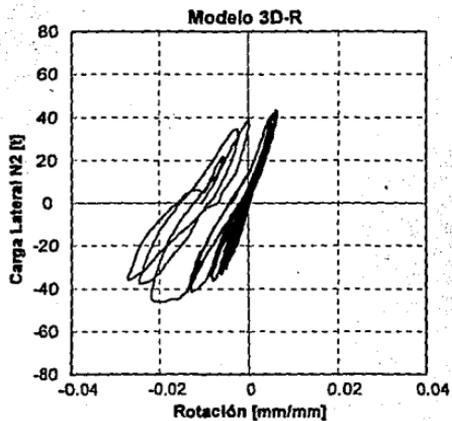


Figura 4.50 Rotación en la Dala del N2 (Lado Este)

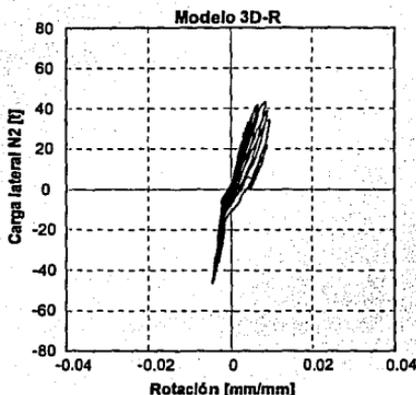


Figura 4.51 Rotación en la Dala del N2 (Lado Oeste)

4.3.4 Envoltentes de Respuesta

La respuesta del N1 en ambos modelos, 3D y 3D-R, puede compararse a partir de las curvas envoltentes de carga lateral en función de la distorsión del N1. Las envoltentes para los semiciclos positivos se presentan en la Fig. 4.52. 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 del 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/pos ($RI = 0.94\%$, $RT = 0.75\%$) y 1.69 veces para el ciclo/neg ($RI = 0.83\%$, $RT = 0.75\%$) la medida en el modelo original. Para el nivel de distorsión asociado a la resistencia del 3D ($RT = 0.30\%$, $RI = 0.36\%$), la capacidad ante cargas laterales del modelo 3D-R fue o resultó en 1.12 veces a la resistencia del modelo original. 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 del espécimen, de los castillos interiores, la fluencia por flexión de las varillas longitudinales (sección 5.2.1), el aplastamiento del mortero de recubrimiento, la rotura de los alambres horizontales de la malla y el desprendimiento de los anclajes utilizados. Es interesante notar que la capacidad del 3D-R en el ciclo 14 ($RT = 0.60\%$, $RI = 0.67\%$) correspondió al 98% de la resistencia, es decir, a partir de esta etapa sólo existió un aumento en su capacidad de desplazamiento lateral.

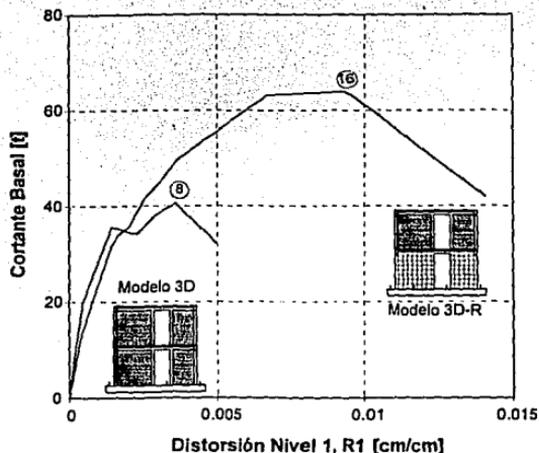
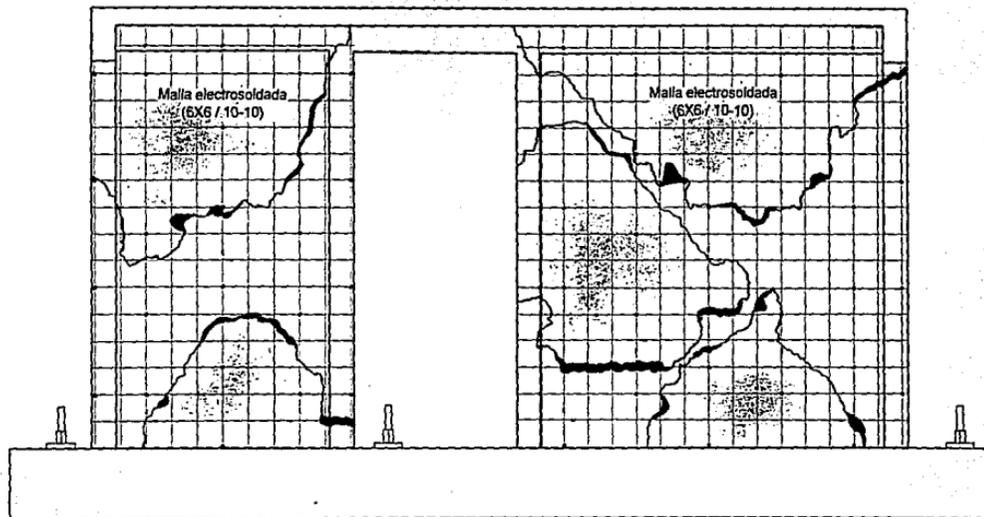


Figura 4.52 Envolvente de la Respuesta de los Modelos 3D y 3D-R

4.3.5 Estado Final de los Materiales Empleados en la Rehabilitación

Teniendo presente que el éxito o fracaso de una técnica de rehabilitación se basa en lograr que los materiales constitutivos trabajen en conjunto, el patrón de daño final de los materiales que intervienen puede asociarse para estimar su participación e influencia en el comportamiento del modelo durante el ensayo destructivo. De esta manera, con la intención de evaluar cualitativamente la participación de los materiales empleados en la reparación, al final del ensayo se retiró con cincel y martillo el recubrimiento que había sufrido aplastamiento o separación de la mampostería, dejando al descubierto la malla de alambre. Además, se pudo 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, comportamiento que puede observarse en la Fig. 4.53.

Respecto al recubrimiento de mortero, puede decirse que el desprendimiento se concentró sobre las diagonales y los extremos de los paneles. Al inicio de la prueba, el fisuramiento del mortero fue una extensión de las fisuras que se habían formado por contracción ($RT = 0.05\%$, $RI = 0.04\%$). Al continuar el ensayo, 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 paneles. Aunado al aplastamiento del mortero, la



- Amarre
- ▴ Deformímetro

Figura 4.53 Distribución de Daño en el Recubrimiento de Mortero (Muro Sur)

carga vertical aplicada y la compresión debida a la flexión del espécimen, produjeron una expansión lateral del recubrimiento, lo cual contribuyó significativamente al desprendimiento del material.

Se llevó a cabo un registro de la separación en la interfase 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, aproximadamente) en toda la altura de la junta. En la Fig. 4.54 se muestra la junta recubrimiento de mortero - castillo interior a una distorsión total superior 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 tener una separación de 6 mm.

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.

En las zonas donde el recubrimiento de mortero sufrió aplastamiento o separación, gran parte de los anclajes se desligaron del panel de mampostería. Como se recordará, la malla de alambre se ancló al muro de mampostería con clavos de 5 cm de longitud y corcholatas comunes. Los clavos se introdujeron en la mampostería alrededor de 4 cm y fueron doblados en la "cabeza" para fijar la malla. En la Fig. 4.15 se mostró un detalle del anclaje. Las corcholatas se usaron para separar la malla del muro, de modo que se colocara mortero detrás de la malla y para mejorar la adherencia mortero - mampostería. El anclaje de los clavos dependió únicamente de la fricción existente entre el clavo y la pieza de barro cuando aquel se extrac. Algunos alambres horizontales se fracturaron y otros se desprendieron en la intersección con los alambres verticales. La distribución de falla tiende a concentrarse en la zona central de los muros. En el primer caso, los alambres que se rompieron eran horizontales. 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.



Figura 4.54 Junta Recubrimiento de Mortero - Castillo Interior (RT = 0.42%, R1 = 0.46%)

CAPITULO 5

COMPORTAMIENTO INTERNO DEL MODELO 3D-R

5.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presenta una evaluación del comportamiento interno del modelo 3D-R. A partir de los datos obtenidos de deformímetros seleccionados, se discute el comportamiento de los elementos, su participación en el mecanismo resistente a carga lateral y el posible modo de falla del espécimen 3D-R.

Se registró *fluencia* por flexión en todos los deformímetros que fueron colocados en el refuerzo longitudinal de los castillos del N1, a diferencia de lo observado en el modelo original en el cual la plastificación se alcanzó por efectos de corte. En algunas varillas longitudinales se distinguió *pérdida de adherencia* entre el acero y el concreto. Los deformímetros localizados en las dalas del muro Sur y las losas de ambos niveles, indicaron un comportamiento elástico durante la prueba, consistente con el fisuramiento y daño observado. La distribución de deformaciones en los alambres horizontales no fue uniforme a lo largo de la diagonal en los paneles cuadrado (Este) y rectangular (Oeste). Los valores máximos se registraron en la zona central de los paneles. Finalmente, la distribución de deformaciones, a tensión y compresión, en la base de los muros de mampostería no coincidió con el perfil de deformaciones elástico lineal que suponen la hipótesis de flexión (secciones planas).

5.2 ANALISIS DE LOS DEFORMIMETROS

Los transductores eléctricos de deformación (deformímetros) fueron colocados en el acero de refuerzo de los castillos, las dalas y la losa de ambos niveles, así como en los alambres de la malla (tanto horizontales como verticales), y sobre la cara lateral de algunos tabiques de la primera hilada. Debido al extenso número de deformímetros empleados (133), sólo se presenta una selección de los resultados en las posiciones que mejor ilustran las conclusiones obtenidas.

Las deformaciones en el acero de refuerzo Grado 42 se convirtieron a esfuerzos utilizando un modelo esfuerzo - deformación que consideró el comportamiento cíclico. En la Fig. 5.1 se muestra el modelo esfuerzo - deformación utilizado en este estudio (Zuhua Liu, 1987). La representación de la curva esfuerzo - deformación es adecuada cuando se conocen las propiedades del acero de refuerzo en forma detallada, obtenidas del ensaye de cada varilla en particular y sujeta a cargas alternadas. Las propiedades promedio del acero de refuerzo, incluidas en el Capítulo 2 y utilizadas en el modelo esfuerzo - deformación, fueron obtenidas de probetas de varillas sujetas a tensión monótona creciente. De esta manera, los esfuerzos presentados en el capítulo deben considerarse como un índice para explicar cualitativamente las tendencias observadas en la respuesta. 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, siempre que existieran deformaciones residuales. Para facilitar la presentación de los resultados, las deformaciones se presentan en porcentaje. En términos generales, las deformaciones máximas se presentaron a una distorsión total, RT , superior al 0.42% ($RT = 0.46\%$).

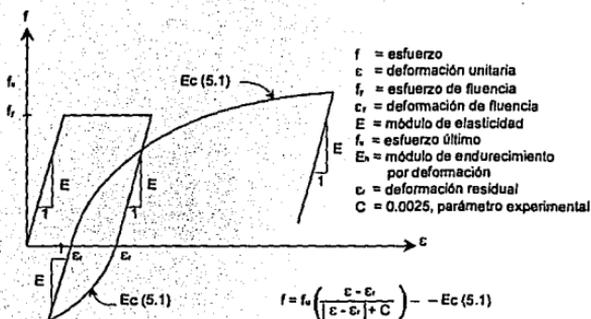


Figura 5.1 Modelo Esfuerzo - Deformación Idealizado del Acero (Zuhua Liu, 1987)

Para estimar los esfuerzos en los alambres de la malla, a partir de las deformaciones registradas, se utilizó un modelo bilineal esfuerzo - deformación. En la Fig. 5.2. se muestra el modelo esfuerzo - deformación utilizado en este estudio. Se emplearon las propiedades mecánicas promedio de los alambres (esfuerzo de fluencia y módulo de elasticidad) que habían sido obtenidas experimentalmente. Se definió como *fluencia* en los alambres cuando el esfuerzo calculado alcanzó un valor igual o superior al esfuerzo de fluencia continuando con deformaciones residuales.

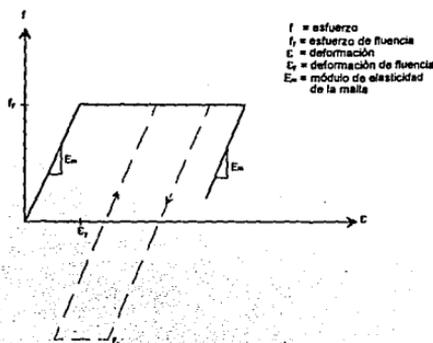


Figura 5.2 Modelo Esfuerzo - Deformación de la Malla de Alambre

Durante el ensayo destructivo se identificó, en algunas varillas, *pérdida de adherencia* entre el acero y el concreto. En términos generales, la resistencia por adherencia está dada por la adhesión química entre la pasta de mortero y la superficie de la varilla, así como por la trabazón mecánica entre ambos materiales y la acción de cuña de pequeñas partículas de mortero desalojadas entre la varilla y el concreto que la rodea (Park y Paulay, 1988). No obstante, la adhesión química existente en ambos materiales se pierde ante pequeños deslizamientos. Así, la resistencia principal es aportada por el corrugado de la varilla. Ante cargas cíclicas alternadas, cuando la fuerza a tensión en una varilla rompe la adhesión entre el acero y el concreto, ocurre cierto deslizamiento por fricción antes de que se inicie la capacidad de apoyo en una corrugación. Después de retirar la carga de la varilla, se desarrolla resistencia por fricción negativa, lo cual explica en parte la deformación residual en la varilla. En la Fig. 5.3 se ilustran los mecanismos de falla por adherencia para una varilla corrugada. Cuando las corrugaciones son altas y estrechas, la falla ocurre por cortante en el concreto. Si las corrugaciones son espaciadas a más de diez veces la altura de éstas, la falla ocurre por el fisuramiento del concreto que rodea la cosilla. La falla por adherencia se caracteriza por deformaciones permanentes atribuidas a la deformación inelástica en la proximidad de las corrugaciones de la varilla, al microgrietamiento y a la liberación de las deformaciones por contracción del concreto. Así, las grietas que se forman entre las corrugaciones, cuando la varilla está en tensión, no se cierran completamente cuando se invierte la carga. En síntesis, bajo cargas cíclicas alternadas, la resistencia al deslizamiento por fricción disminuye y, en consecuencia, el mecanismo de adherencia sufre deterioro.

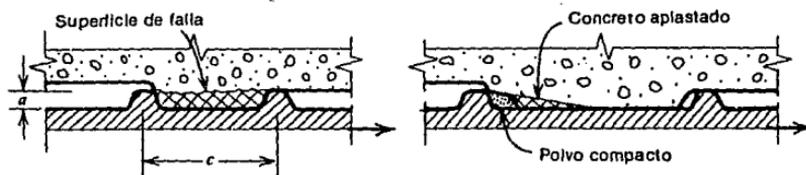
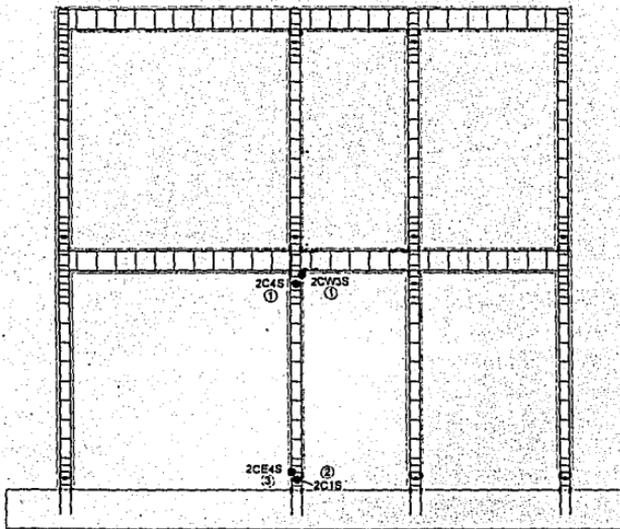


Figura 5.3 Dos Mecanismos de Falla Representativos en el Problema de Adherencia (Park y Paulay, 1988)

Durante el ensayo del modelo original, sólo se registró la fluencia en dos deformímetros colocados en el refuerzo longitudinal y en dos ubicados en los estribos del C2N1 (Sánchez, 1995). En la Fig. 5.4 se muestra la ubicación de los deformímetros que registraron fluencia. La primera fluencia se registró en los deformímetros ubicados en el extremo superior del castillo, durante el ciclo 8 ($RT = 0.30\%$, $R1 = 0.50\%$). La fluencia del refuerzo se atribuyó a la penetración de las grietas inclinadas en el castillo, produciendo un plegamiento en la varilla longitudinal y el ensanchamiento del estribo. De manera similar se originó la fluencia registrada en los deformímetros localizados en el extremo inferior del castillo. No obstante que sólo se registró fluencia en cuatro deformímetros, al término de la prueba se retiró el concreto fracturado de los castillos interiores, pudiéndose observar pandeo en el refuerzo longitudinal de ambos castillos. De esta manera, se confirmó el plegamiento del refuerzo, ocasionado



ELEVACION

Secuencia de Fluencia

1. 2C4S (ciclo 8/neg)
1. 2CW3S (ciclo 8/neg)
2. 2C1S (ciclo 9/pos)
3. 2CE4S (ciclo 9/pos)

Figura 5.4 Ubicación de los Deformímetros que Registraron Fluencia en la Cara Sur del Modelo 3D (Sánchez, 1995)

por la penetración de las grietas inclinadas de los muros en las zonas extremas de los castillos interiores y por la compresión debida a la flexión de los muros.

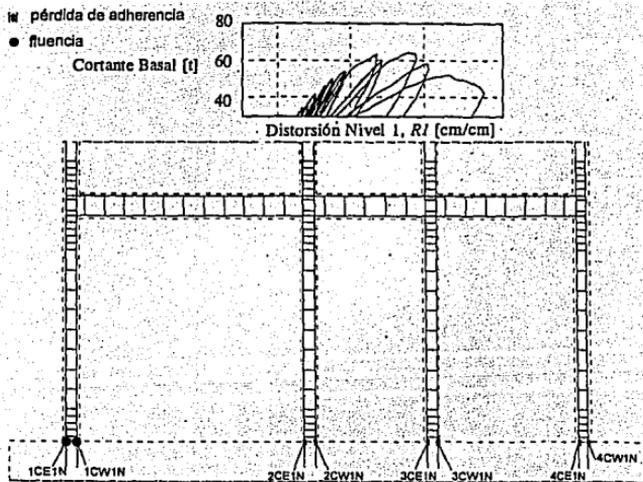
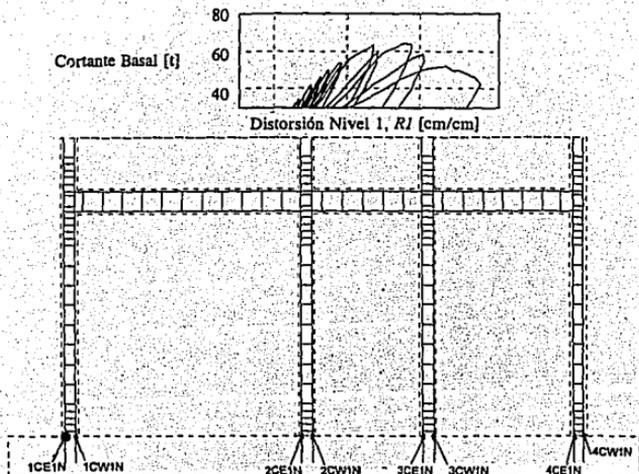
Para el 3D, en general, la dala Sur del N1 y las losas de ambos niveles mostraron un comportamiento elástico. La máxima deformación de tensión en la dala Sur fue de $1.0 \epsilon_y$. En la losa del primer nivel se registró la máxima deformación ($\epsilon = 0.75 \epsilon_y$). No obstante, no se hizo una estimación de las deformaciones en el refuerzo de los elementos debido al proceso de apuntalamiento (vertical y lateral), la relajación de las varillas durante el proceso de rehabilitación y la aplicación de carga lateral para evaluar la rigidez.

5.2.1 Castillos

En la Fig. 2.11 se presentó la disposición de los deformímetros colocados en el acero de refuerzo de los castillos de ambos niveles. Los deformímetros en los castillos fueron colocados en las varillas longitudinales y en los estribos, siendo el muro Sur el más densamente instrumentado.

En las Figs. 5.5 y 5.6 se muestra la secuencia de fluencia registrada en los deformímetros del refuerzo longitudinal y transversal para ambos muros. Para cada semiciclo se indican los deformímetros que alcanzaron la fluencia. También se indican los deformímetros en los que se registró la posible pérdida de adherencia. Para facilitar la visualización del efecto de la fluencia del acero en la respuesta, se incluyen los lazos histeréticos cortante-distorsión correspondientes al semiciclo. La fluencia del acero se registró durante los semiciclos en los cuales el refuerzo se encontraba a tensión, debido a la flexión del espécimen. La secuencia de fluencia comprendió el intervalo entre los ciclos 12/pos y 16/neg. La finalización de la secuencia de fluencia del refuerzo longitudinal en el N1 coincidió con la distorsión asociada a la resistencia del 3D-R ($RT = 0.75\%$ y $RI = 0.83\%$ para el ciclo 16/neg). Durante el intervalo mencionado, la capacidad ante cargas laterales sólo aumentó en 1%, para ciclos/pos, y 11%, para ciclos/neg. Cabe recordar que el daño se concentró en los extremos superior e inferior de los castillos, caracterizado por las grietas inclinadas que se extendían y penetraban a los castillos. Para el 3D, la fluencia se atribuyó al cizallamiento de los castillos, es decir, al plegamiento de las varillas longitudinales cuando se formó la serie de grietas diagonales completas, mientras que para el 3D-R se asoció a la flexión del refuerzo longitudinal en los castillos (ver Figs. 5.5 y 5.6).

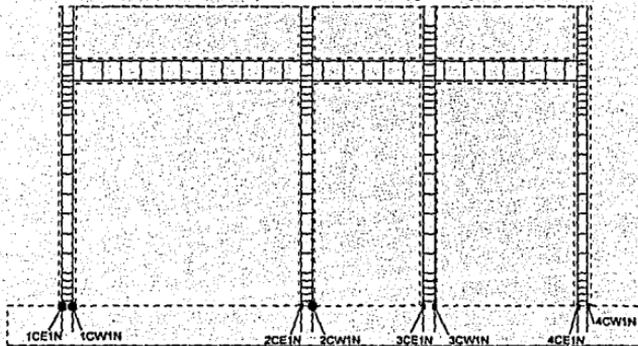
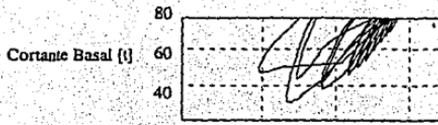
En el extremo inferior de los castillos del N1, de ambos muros, se registró fluencia del refuerzo longitudinal, mientras los estribos permanecieron elásticos. En el muro Norte se registró la máxima deformación y esfuerzo de tensión en el deformímetro ICE1N, siendo siete veces la deformación nominal de fluencia ($7.1 \epsilon_y$) y 1.4 veces el esfuerzo nominal de fluencia. En el mismo deformímetro se registraron la primera fluencia, durante el ciclo 12/pos ($RI = 0.46\%$), y el valor máximo del esfuerzo, durante el ciclo 14/pos ($RI = 0.67\%$). Para el muro Sur, la máxima deformación de tensión fue mayor que ocho veces la deformación nominal de fluencia ($8.6 \epsilon_y$), mientras que el máximo esfuerzo excedió en 60% el esfuerzo nominal de fluencia en el acero ($1.6 f_y$). Ambos valores fueron localizados en la posición del deformímetro 4CW1S, durante el ciclo 14/neg ($RI = 0.59\%$). En este muro, la primera fluencia del acero longitudinal se registró en las posiciones 1CE4S y 3CE4S del N1, durante el ciclo 14/pos ($RI = 0.67\%$). También en los deformímetros 1CESS y 4CW5S del N2 se registró la fluencia del refuerzo. En el deformímetro 1CESS se registró fluencia cuando el castillo exterior del MSPE se encontraba en compresión, por efecto de la flexión del espécimen, durante el ciclo 16/neg ($RT = 0.75\%$).



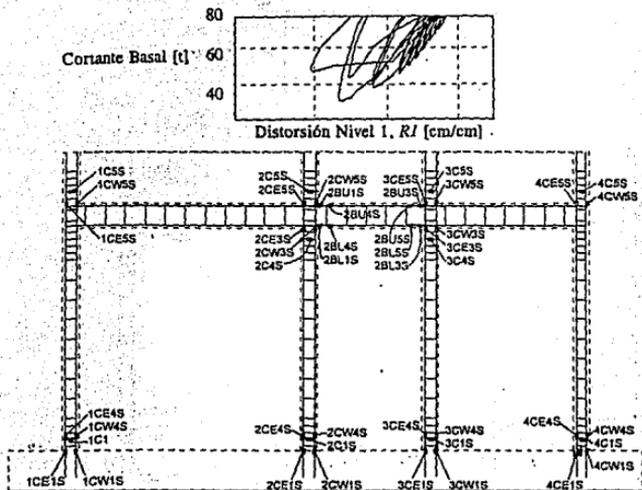
IN pérdida de adherencia

● fluencia

Figura 5.5 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos en la Cara Norte

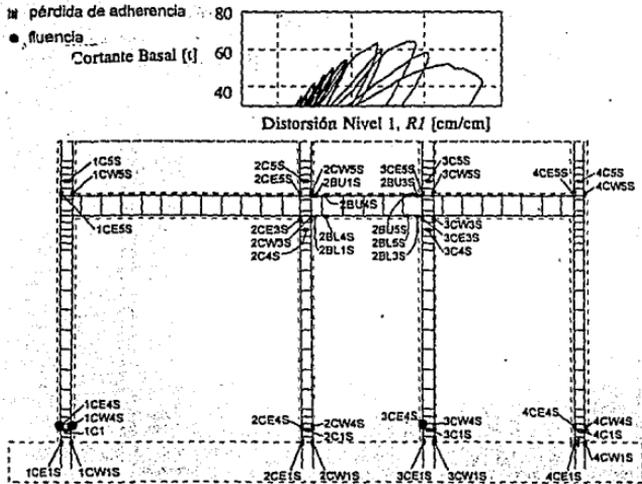


- pérdida de adherencia
- fluencia



■ pérdida de adherencia

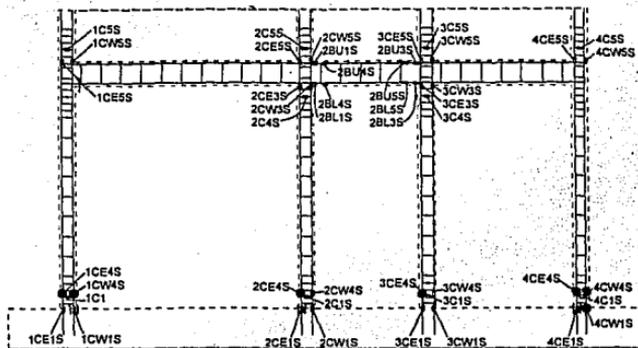
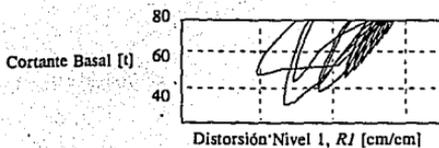
● fluencia



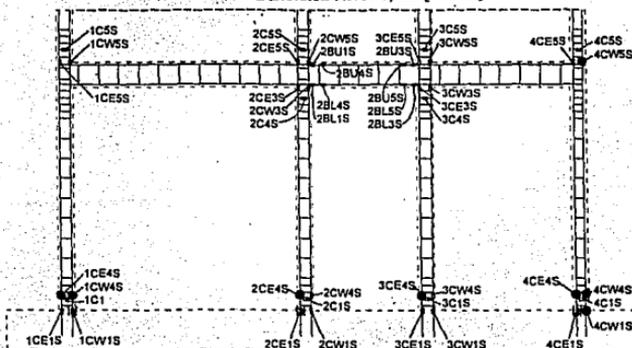
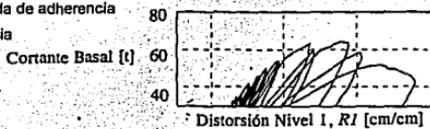
■ pérdida de adherencia

● fluencia

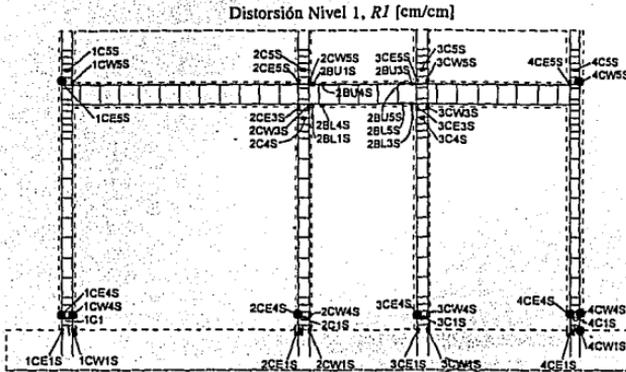
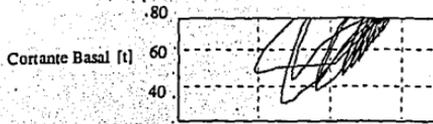
Figura 5.6 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos en la Cara Sur



- ▣ pérdida de adherencia
- fluencia



- ▣ pérdida de adherencia
- fluencia



- pérdida de adherencia
- fluencia

La curva cortante basal - deformación, obtenida para el deformímetro 4CW1S se muestra en la Fig. 5.7. los lazos exhiben un comportamiento elástico y casi lineal hasta el ciclo 14/pos ($RT = 0.67\%$, $RI = 0.60\%$). La fluencia y el valor máximo de la deformación ($8.6 \epsilon_y$) se registraron en el ciclo 14/neg ($RT = 0.59\%$, $RI = 0.60\%$). A partir de este nivel de distorsión, la curva continuó con deformaciones residuales hasta el final del ensaye destructivo. Durante los semiciclos negativos, la varilla donde se colocó el deformímetro se encontraba en tensión, debido a la flexión del espécimen. En la Fig. 5.8 se muestra la curva correspondiente al deformímetro 1CE5S. Los lazos muestran un comportamiento elástico y sensiblemente lineal hasta el ciclo 16/pos ($RT = 0.94\%$, $R2 = 0.57\%$). La fluencia se registró en el ciclo 16/neg ($RT = 0.83\%$, $R2 = 0.67\%$) asociada al posible plegamiento (deformación en "S") de la varilla que fue instrumentada, como consecuencia de la progresión de las grietas inclinadas que penetraron el extremo inferior del castillo. Para ciclos subsecuentes, se presentaron deformaciones residuales hasta finalizar el ensaye destructivo. En este deformímetro se registró una deformación máxima de 4.7 veces ϵ_y y un esfuerzo de 1.3 veces f_y .

En algunas varillas se pudo detectar la posible pérdida de adherencia entre el acero y el concreto. Este fue el caso de los deformímetros 1CW1S, 2CE1S, 4CE1S y 4CW4S, lo cual ocurrió para deformaciones superiores a la ϵ_y . Sin embargo, no se pudo verificar esta afirmación. La curva cortante basal - deformación, para la posición 1CW1S se muestra en la Fig. 5.9. Los lazos exhiben un comportamiento elástico y sensiblemente lineal para ambas direcciones de carga, hasta el ciclo 13/neg ($RT = 0.41\%$, $RI = 0.43\%$). La posible pérdida de adherencia se registró durante el ciclo 14/pos ($RT = 0.60\%$, $RI = 0.67\%$), cuando el castillo se encontraba en tensión, debido a la flexión del espécimen. Un comportamiento similar se observó en los deformímetros donde ocurrió la posible pérdida de adherencia. Otra explicación acerca del comportamiento registrado sugiere la falla del deformímetro en el ciclo 14/pos. Así, al aumentar el nivel de distorsión ya no se registraron deformaciones para ambas direcciones de carga.

En general, los estribos permanecieron elásticos durante toda la prueba. La máxima deformación de tensión fue de $0.15 \epsilon_y$ y se registró en el deformímetro DS20, en el ciclo 18/neg ($RI = 1.02\%$). En la Fig. 5.10 se muestra la curva cortante basal - deformación obtenida a partir del registro del deformímetro 4C1S. Hasta el ciclo 12/pos ($RI = 0.46\%$), sólo se registraron deformaciones por tensión. A partir de este nivel de distorsión se incrementaron las deformaciones, atribuidas al posible plegamiento del refuerzo longitudinal (durante los semiciclos positivos) y al aplastamiento del núcleo de concreto, cuando se encontraba en tensión, debido a la flexión del espécimen.

5.2.2 Dalas

El refuerzo longitudinal, superior e inferior, en la dala del muro Sur y del N1 fue instrumentado con deformímetros eléctricos. En la Fig. 5.11 se muestra la localización de los deformímetros eléctricos. En todos los deformímetros del refuerzo horizontal se registró un comportamiento elástico a lo largo del ensaye destructivo, salvo en el deformímetro D03. La máxima deformación de tensión se registró en el deformímetro D03 durante el ciclo 17/pos ($RI = 1.02\%$), siendo de 2.6 veces ϵ_y . El esfuerzo máximo en el acero excedió en 10% el esfuerzo nominal de fluencia ($1.1 f_y$). En la Fig. 5.12 se presenta la curva carga lateral N2 - deformación obtenida para el deformímetro D03. La curva exhibe un comportamiento casi elástico y lineal hasta el ciclo 12/pos ($RT = 0.46\%$, $R2 = 0.39\%$). A partir de este nivel de distorsión, los lazos exhiben histéresis y se presentan

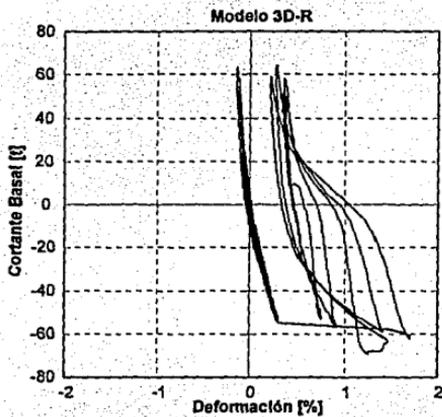


Figura 5.7 Curva Cortante Basal-Deformación en la Posición 4CWIS

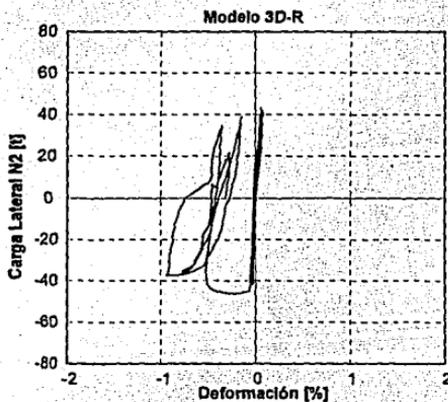


Figura 5.8 Curva Carga Lateral del N2-Deformación en la Posición 1CESS

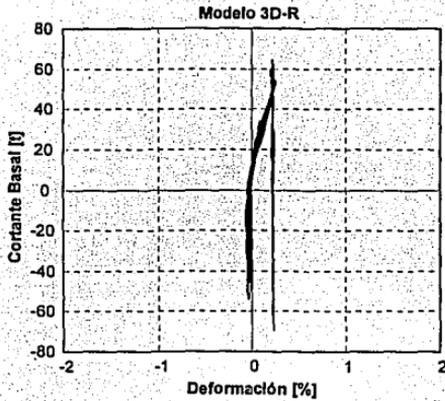


Figura 5.9 Curva Cortante Basal-Deformación en la Posición 1CWIS

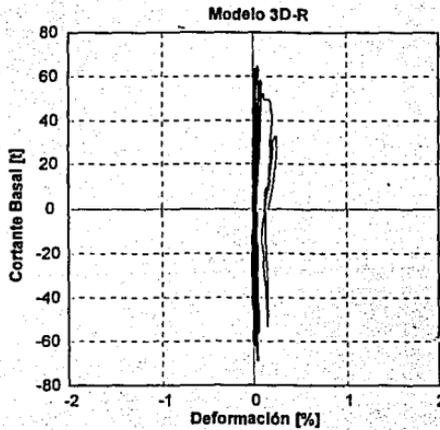


Figura 5.10 Curva Cortante Basal-Deformación en la Posición 4CIS

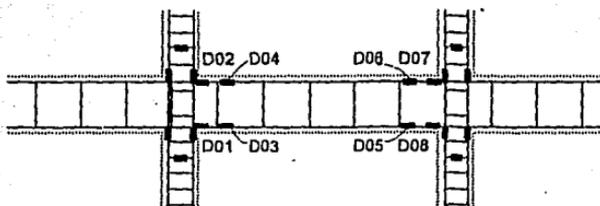


Figura 5.11 Disposición de los Deformímetros en la Dala Sur del NI

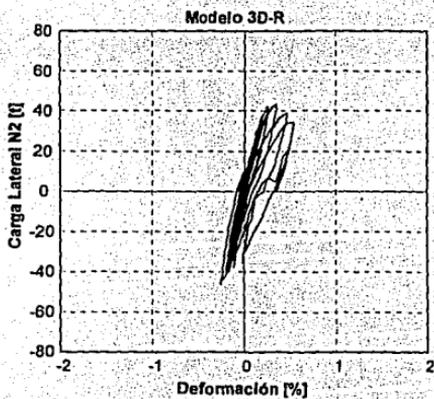


Figura 5.12 Curva Carga Lateral del N2-Deformación en la Posición D03

deformaciones residuales. No obstante que en el deformímetro se registraron valores superiores a ϵ_y , no se consideró que el refuerzo alcanzó la fluencia. En las Figs. 5.13 y 5.14 se muestran las curvas cortante basal - deformación obtenidas de los deformímetros D04 y D06. Curvas similares fueron graficadas para los restantes deformímetros (no se ilustran). Como puede observarse, la forma de los lazos es sensiblemente lineal hasta el ciclo 12 ($RI = 0.46\%$), exhibiendo histéresis a niveles de distorsión superiores, principalmente en los ciclos/pos. El comportamiento registrado en los deformímetros evidenció que las dalas se flexionaron en doble curvatura, sin alcanzar a formarse articulaciones plásticas en los extremos. Es decir, en la dirección positiva de carga se registró tensión en los deformímetros D03 y D06, mientras en la posiciones D04 y D05 se registraron deformaciones de compresión. La forma de las grietas en las dalas no sugirió ninguna pérdida de adherencia a lo largo del refuerzo horizontal.

5.2.3 Losas

El refuerzo en el lecho inferior de la losa de ambos niveles fue instrumentado con deformímetros eléctricos. En la Fig. 2.12 se presentó la localización y la denominación de los deformímetros en la losa de entrepiso. Como se describió en el Capítulo 2, durante el ensaye destructivo del modelo 3D la losa del N1 exhibió una grieta en el sentido transversal a la aplicación de carga, que coincidió con la sección que fue instrumentada. Para el ensaye destructivo del 3D-R, la máxima deformación de tensión fue de $0.70 \epsilon_y$ y se registró en la posición SE1, en el ciclo 18/pos ($RT = 0.91\%$, $RI = 1.41\%$). En la Fig. 5.15 se muestra la curva cortante basal - deformación para el deformímetro SE1 de la losa de entrepiso. Curvas similares se trazaron para los deformímetros restantes (no se muestran). En todos los deformímetros, las curvas exhibieron un comportamiento elástico y sensiblemente lineal hasta el ciclo 12/pos ($RT = 0.42\%$, $RI = 0.46\%$). A partir de este ciclo, los lazos presentan histéresis. En la Fig. 5.16 se muestra la distribución de deformaciones en el ancho de la losa de entrepiso, para ambos semiciclos. En general, la magnitud de las deformaciones es similar durante los semiciclos positivos, salvo en los dos últimos ciclos de carga. En los semiciclos negativos, las deformaciones son mayores cerca del paño de la dala, pero menores respecto a los semiciclos positivos.

5.2.4 Malla de Alambre

En un intento por evaluar la participación de la malla de alambre en la respuesta del modelo 3D-R, se colocaron deformímetros en los alambres, tanto verticales como horizontales, de ambos muros. Los deformímetros fueron dispuestos sobre la posible diagonal que formaría un puntal de compresión en la mampostería (Capítulo 3, ver Figs. 3.20 y 3.21).

En las Figs. 5.17 y 5.18 se presenta la distribución de deformaciones durante la secuencia de daño para los alambres horizontales y verticales de los paneles Este y Oeste de la cara Norte. De manera similar, en las Figs. 5.19 y 5.20 se presentan las deformaciones para los paneles del lado Sur. La distribución de deformaciones se presenta para los ciclos positivos. Una tendencia similar se observó durante los semiciclos negativos (no se ilustra).

En los alambres horizontales, las deformaciones se incrementaron conforme aumentó el nivel de desplazamiento, sin mantener una distribución uniforme a lo largo de la diagonal del panel de

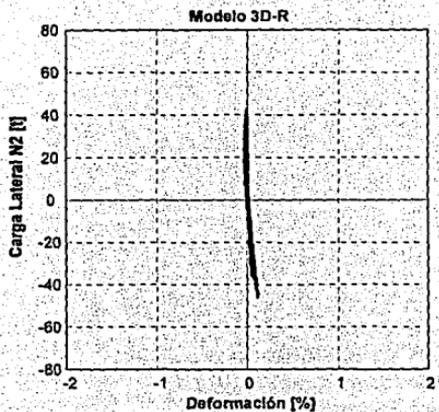


Figura 5.13 Curva Carga Lateral del N2-Deformación en la Posición D04

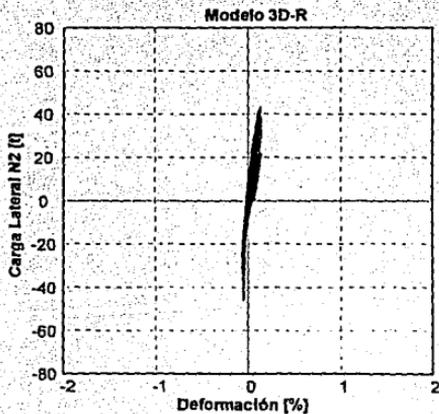


Figura 5.14 Curva Carga Lateral-Deformación en la Posición D06

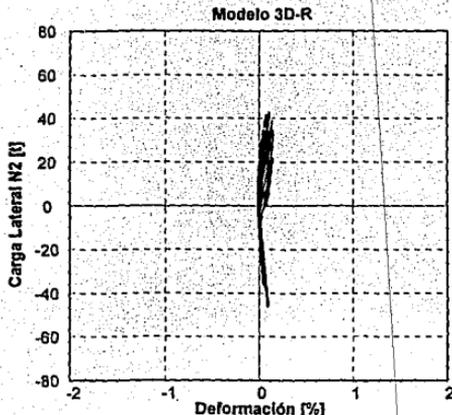


Figura 5.15 Curva carga lateral del N2-Deformación en la Posición SEI

mampostería. En general, las deformaciones en los alambres horizontales fueron significativas a partir del ciclo 8 ($RT = 0.30\%$, $RI = 0.31\%$). Durante este ciclo, las grietas inclinadas de las caras exteriores continuaron concentrándose en la parte central de los paneles cuadrados (Este). En la intersección de las grietas inclinadas comenzó el aplastamiento del mortero. Como se observa, los valores máximos se registraron en los deformímetros ubicados en la zona central de los paneles, principalmente durante el ciclo 16/pos ($RT = 0.94\%$, $RI = 0.94\%$). En esta zona, la anchura de las grietas inclinadas fue mayor. A este nivel de deformación se registró una anchura máxima de 0.25 mm, en el semiciclo positivo, y de 0.95 mm, en el semiciclo negativo. Como se recuerda, a partir de este nivel de distorsión se escucharon ruidos durante el proceso de carga. Los ruidos se debieron a la rotura de los alambres horizontales o al desprendimiento en las uniones, según se describió en el acápite 4.3.1. Se alcanzó por primera vez la deformación nominal de fluencia, ϵ_y , en dos deformímetros del panel cuadrado (Este) del lado Sur durante el ciclo 8/neg ($RT = 0.30\%$, $RI = 0.30\%$). En el panel rectangular (Oeste) del mismo lado ocurrió fluencia en el deformímetro ubicado en el centro del panel, hasta el ciclo 14/pos ($RT = 0.67\%$, $RI = 0.67\%$). En la cara Sur del 3D-R se colocaron 6 clavos/m². Los deformímetros fueron colocados cerca de los amarres en la cara Norte, con 9 clavos/m², lo cual permitió observar la mayor participación de los alambres horizontales en este lado respecto a la cara opuesta.

En los alambres verticales, las deformaciones por tensión son mayores en los deformímetros ubicados en la cercanía de los castillos que se encuentran en tensión, por la flexión del espécimen. Por el contrario, el deformímetro ubicado en la cercanía del castillo que se encontraba a compresión, por flexión del modelo, registró deformaciones muy pequeñas o a compresión. Como se esperaba, las

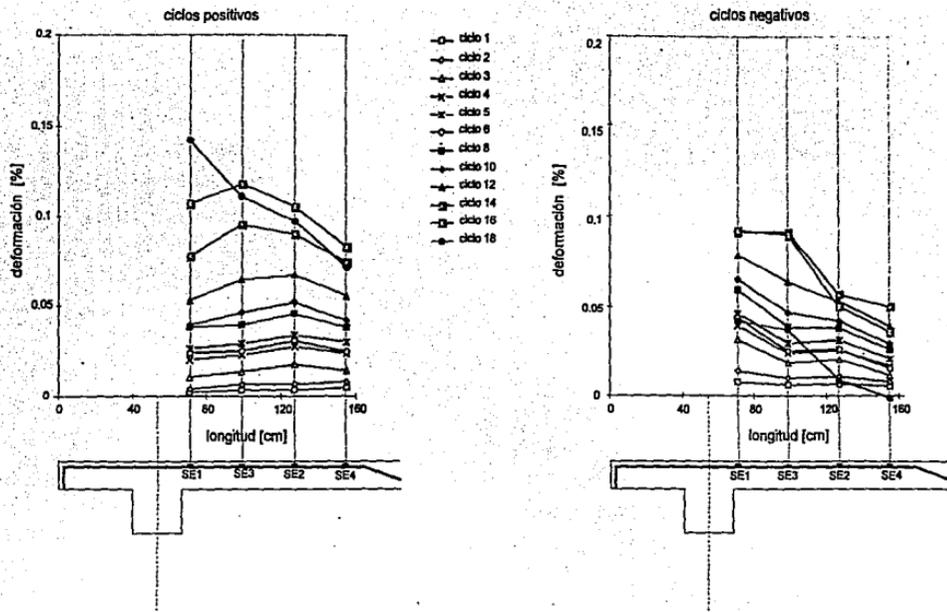


Figura 5.16 Distribución de Deformaciones en el Ancho de la Losa de Entrepiso

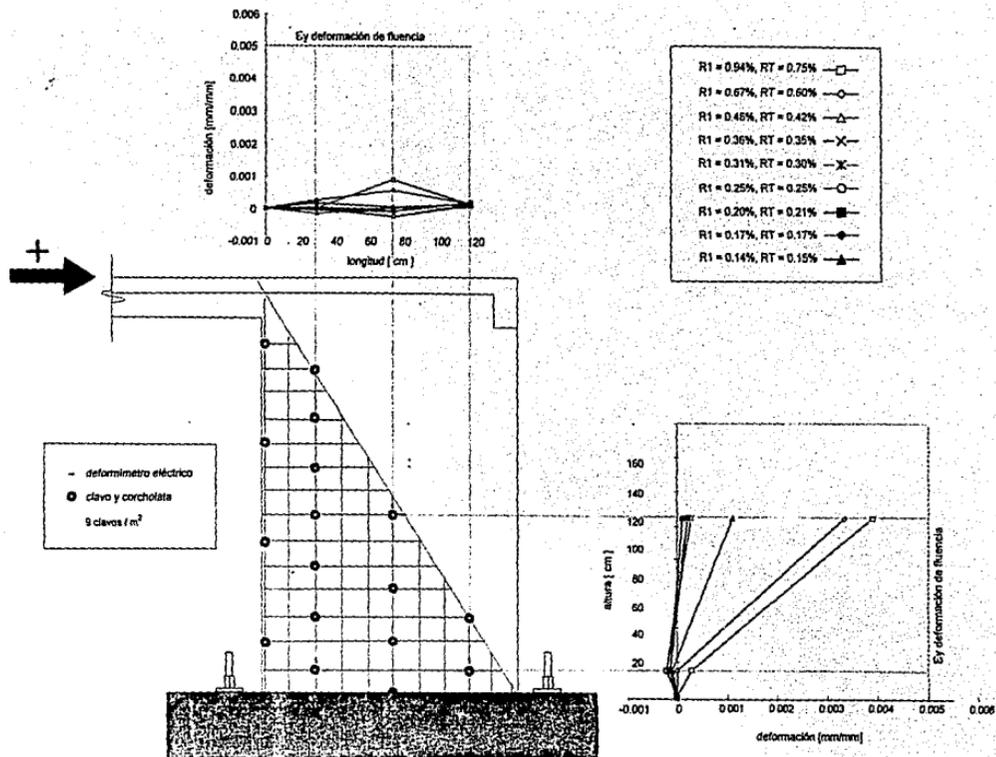


Figura 5.18 Distribución de Deformaciones de la Malla de Alambre en el MNPO

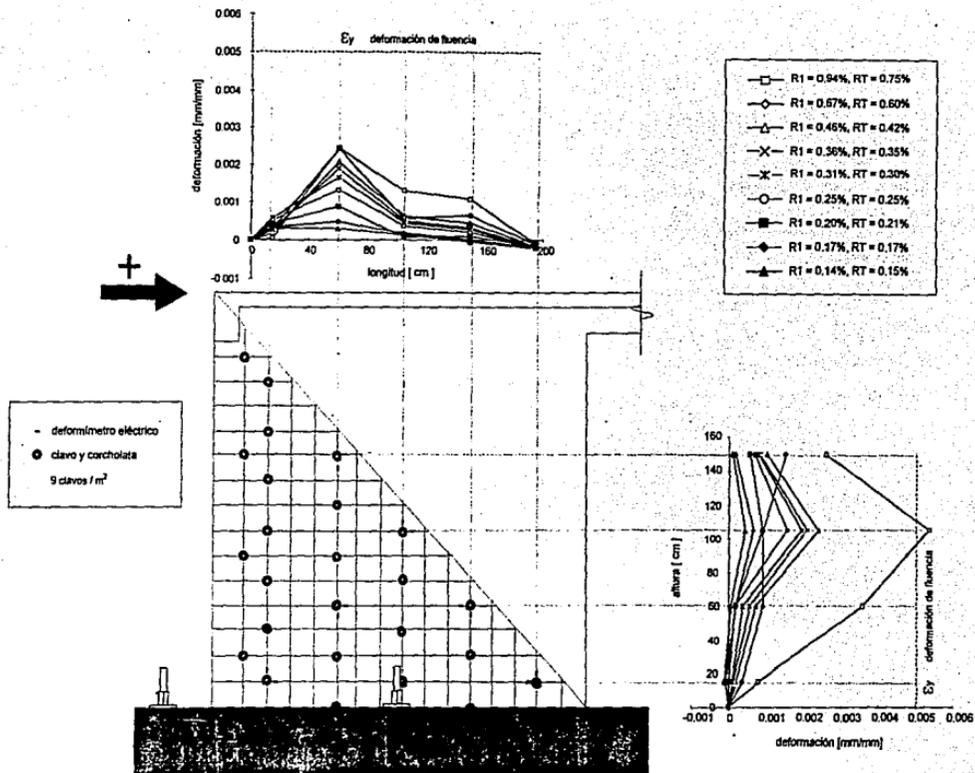


Figura 5.17 Distribución de Deformaciones de la Malla de Alambre en el MNPE

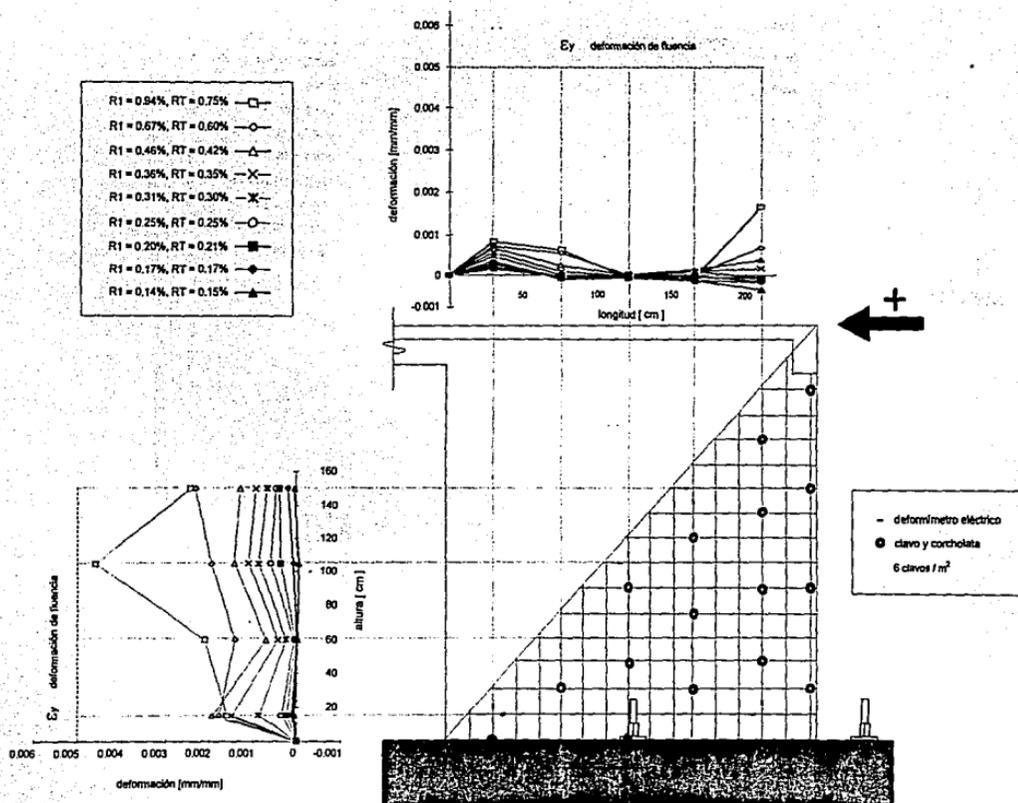


Figura 5.19 Distribución de Deformaciones de la Malla de Alambre en el MSPE

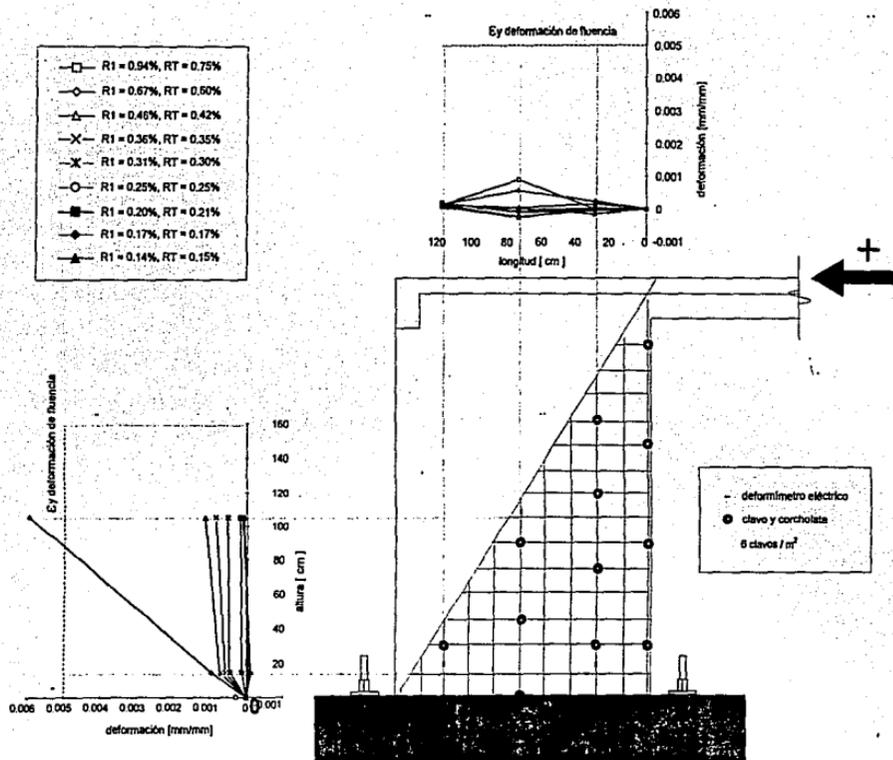


Figura 5.20 Distribución de Deformaciones de la Malla de Alambre en el MSPO

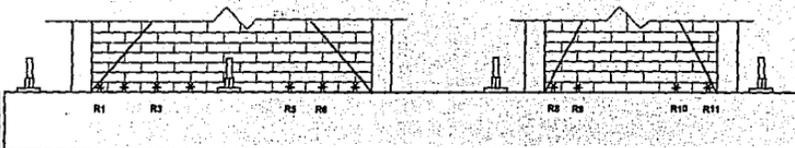
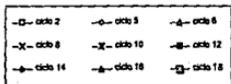
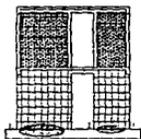
deformaciones aumentaron con el desplazamiento lateral, siendo notorio para ciclos posteriores al 12 ($RT = 0.42\%$, $RI = 0.42\%$). Las deformaciones máximas en los paneles (Este y Oeste) del lado Sur se registraron en el ciclo 17 ($RT = 0.75\%$, $RI = 1.02\%$) y en el ciclo 18 ($RT = 0.91\%$, $RI = 1.41\%$) en el lado Norte. Las deformaciones en los alambres verticales fueron menores que las medidas en los alambres horizontales.

En el Capítulo 6 se discute la participación de los alambres horizontales y verticales como mecanismo resistente a carga lateral.

5.2.5 Paneles de Mampostería

Como se recordará, se instrumentó la cara lateral de algunos tabiques de la primera hilada del muro Sur. Los instrumentos utilizados fueron deformímetros del tipo roseta, que permitan registrar deformaciones a 0° , 45° y 90° respecto a la viga de cimentación. En la Fig. 2.10 se presentó la disposición de las rosetas de deformación. En este estudio, se utilizaron los registros obtenidos a 90° para estudiar la distribución de deformaciones en la base de los paneles de mampostería del muro Sur. Así, la máxima deformación de compresión fue 12% de la deformación nominal correspondiente a la resistencia a la compresión de la mampostería ($\epsilon_m = 0.006$), y se registró en el deformímetro R4 en el ciclo 17/pos ($RT = 1.02\%$, $RI = 1.02\%$) ubicado en el panel cuadrado (Este). Las propiedades mecánicas promedio de la mampostería se presentaron en el Capítulo 1.

En la Fig. 5.21 se presenta la distribución de deformaciones en la base de los paneles (Este y Oeste) del muro Sur, para el sentido positivo de carga. Como puede observarse, la distribución de las deformaciones no fue lineal a lo largo de los paneles. La tendencia de las deformaciones es similar a una parábola cúbica. Lo anterior contrasta con las hipótesis elásticas para evaluar la capacidad a flexión de muros de mampostería y que supone que las secciones permanecen planas con la flexión. Durante los tres primeros ciclos, los esfuerzos de tensión (debido a la flexión del espécimen) fueron resistidos por el concreto de los castillos. Una vez que se produjo el agrietamiento horizontal de los castillos, se incrementaron las deformaciones de tensión en los tabiques ($RT = 0.05\%$, $RI = 0.04$). Las máximas deformaciones en tensión, de la posición R2, coincidieron con el inicio del agrietamiento por cortante de la zona que fue "rajueleada" ($RI = 0.17\%$). Para distorsiones mayores, las deformaciones son casi nulas, lo cual sugiere que fue excedida la capacidad a tensión de la mampostería y los esfuerzos sólo fueron resistidos por el refuerzo longitudinal de los castillos. En la posición R4, las deformaciones por compresión se incrementaron en un 90% al pasar del ciclo 13/pos ($RT = 0.42\%$, $RI = 0.46\%$) al ciclo 14/pos ($RI = 0.67\%$). Para este nivel de desplazamiento, el castillo interior presentó el desconchamiento del recubrimiento y el aplastamiento de los tabiques cercanos al paño, mientras el refuerzo horizontal del castillo opuesto exhibía fluencia.



* Deformímetros en la mampostería

Panel Este

Panel Oeste

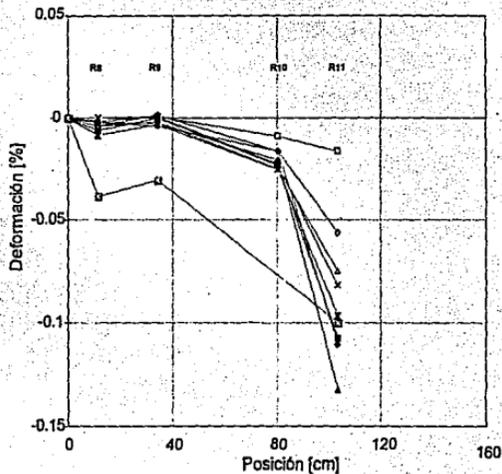
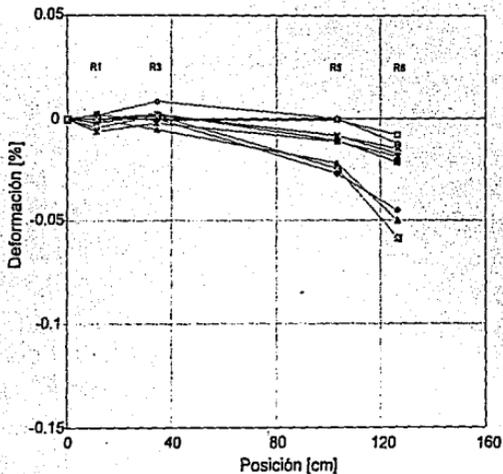


Figura 5.21 Distribución de Deformaciones en la Base de los Paneles de Mampostería

CAPITULO 6

ANALISIS DE LOS RESULTADOS

6.1 INTRODUCCION

El comportamiento de estructuras de mampostería confinada en zonas de alto riesgo sísmico requiere una respuesta satisfactoria cuando incursiona en el rango inelástico. La forma de falla se encuentra asociada con el predominio de las *deformaciones*, ya sean de corte o de flexión. En términos generales, un método de rehabilitación debe restaurar o incrementar la *resistencia* o la *ductilidad*, o una combinación de ambas, de la estructura original, o de sus elementos constitutivos. También debe lograr un adecuado balance entre la *rigidez* de los elementos estructurales nuevos y existentes. En zonas de alto peligro sísmico, la *capacidad de disipación de energía* y el *amortiguamiento histerético* adquieren gran relevancia en la disminución de la respuesta y en el consiguiente efecto de reducir la vulnerabilidad de las edificaciones. La respuesta sísmica de una edificación, antes y después de la rehabilitación, se puede predecir analíticamente a partir del conocimiento de estas propiedades estructurales. Las características de estas propiedades pueden variar dependiendo del peligro sísmico de la región, la vulnerabilidad de la edificación, la estructuración y los materiales empleados en su construcción, las características dinámicas del suelo y la estructura (período fundamental de vibración, amortiguamiento, etc.), entre otros factores.

A partir del ensayo destructivo del modelo 3D-R se obtuvo información para determinar diversos parámetros ligados a la respuesta inelástica ante cargas laterales cuasi-estáticas, tales como el deterioro de rigidez, la degradación de resistencia, la ductilidad disponible y el índice de disipación de energía. A partir de estos parámetros se determinó la forma de falla del espécimen. El conocimiento de estos parámetros permite plantear la posible respuesta de una estructura de mampostería confinada rehabilitada con mallas de acero ante un evento sísmico.

6.2 CONTRIBUCION DE LAS DEFORMACIONES A LA DISTORSION

6.2.1 Deformaciones por Flexión y Corte

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. Como se describió en este inciso, las deformaciones angulares se calcularon empleando un criterio de resistencia de materiales (Gere y Timoshenko, 1986) y el propuesto por Seible e Igarashi (1991). Una vez obtenidas las deformaciones angulares se puede escribir que

$$R = \bar{\gamma} + R_f \quad (6.1)$$

donde

R es la distorsión medida (definida en el acápite 2.3.6),
 $\bar{\gamma}$ 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. 6.1 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 (1986) y de Seible e Igarashi (1991) se obtuvo la contribución de la flexión a la distorsión. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el criterio de resistencia de materiales solo considera que las deformaciones por corte pueden estimarse a partir del cambio en la longitud de las diagonales en cada tablero. La contribución de la flexión a la distorsión del N1, R_f , se calculó a partir de la relación

$$RI = \bar{\gamma} + R_f$$

siendo

$$R_f = RI - \bar{\gamma} \quad (6.2)$$

Para estudiar la participación de las deformaciones por flexión y corte durante el desarrollo de la prueba se utilizó un parámetro representativo, denominado *índice de flexión*. La relación R_f / RI se definió como el *índice de flexión*, I_f . Se obtuvo un índice de flexión para cada método considerado en este estudio. Así, si el muro se deformará únicamente por flexión $I_f = 1.0$. El valor de I_f será el menor conforme las deformaciones por corte sean más importantes.

En la Fig. 6.1 se muestra el índice de flexión, I_f , en función de la distorsión del N1, RI , para el muro Norte y Sur, calculado empleando la metodología propuesta por Seible e Igarashi (1991). Como puede observarse, el lado Norte y Sur 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 paneles de la cara Sur. Como se recordará, en la cara Sur se dispusieron 6 clavos/m², mientras en la cara Norte se emplearon 9 clavos/m². Durante el primer ciclo de carga, el valor de I_f fue de 0.79 en promedio, que indica el predominio de las deformaciones por flexión durante el inicio de la prueba, caracterizado por fisuras horizontales en los castillos exteriores. La participación de la flexión decreció en 18% al pasar del ciclo 2 ($RI = 0.04\%$) al ciclo 3 ($RI = 0.14\%$). Esto se atribuyó al aumento en la distribución y anchura de las grietas horizontales, debidas a tensión por flexión, en los castillos del N1. Conforme transcurrió la prueba, las deformaciones por flexión disminuyeron a una tasa casi constante hasta el ciclo 12 ($RI = 0.46\%$). En esta etapa, el patrón de daño evidenció grietas inclinadas (por tensión diagonal) en las zonas que fueron

"rajueledas", aplastamiento del mortero del recubrimiento y concreto de los castillos interiores, debido a compresión por flexión. A partir de este ciclo ($I_f = 0.56$ y 0.37 en la cara Norte y Sur, respectivamente), las deformaciones por flexión disminuyeron a una tasa mayor, lo cual coincidió con el aumento de las deformaciones angulares en ambos muros.

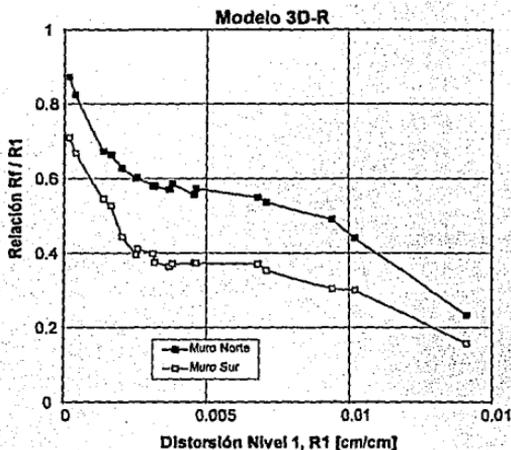


Figura 6.1 Contribución de las Deformaciones a la Distorsión del N1
(Criterio Seible e Igarashi, 1991)

En la Fig. 6.2 se presenta la contribución de las deformaciones (por corte y flexión) a la distorsión del N1 para ambos muros del 3D-R, calculada empleando el criterio de resistencia de materiales. Según se observa en la gráfica, la cara Norte y Sur presentan una tendencia similar, principalmente del ciclo 3 al 16 en que la diferencia es de 7%. Asimismo, ambas curvas exhiben la misma tendencia que los valores obtenidos para el Muro Norte usando la metodología anterior. Según la gráfica, sólo hasta el ciclo 2 es apreciable el dominio de las deformaciones por flexión. A partir de este ciclo, la proporción entre las deformaciones por flexión y corte disminuyó a una tasa casi constante hasta el ciclo 12. Al aumentar el nivel de distorsión del N1, es notable el predominio de las deformaciones por corte.

Con la intención de asociar el aumento en la capacidad ante cargas laterales con el patrón de daño exhibido, e identificar los posibles mecanismos resistentes a cortante, se definió un *índice de*

resistencia. El índice de resistencia, I_r , indica la relación entre la capacidad lateral en cada ciclo del modelo 3D-R y la resistencia.

La influencia de las deformaciones en la resistencia del 3D-R se estudió a partir de la curva índice de flexión - índice de resistencia del N1, $I_f - I_r$, para ambos muros, como se muestra en la Fig. 6.3. Durante el ciclo 3 ($RI = 0.14\%$), el valor de I_r aumentó en 29% respecto al ciclo anterior, lo cual se atribuyó a la resistencia a tensión diagonal de la mampostería y el mortero, disminuyendo sensiblemente la proporción entre las deformaciones por flexión y corte ($I_f = 0.61$, en promedio). En el lado Sur es evidente el predominio de las deformaciones por corte a pequeños desplazamientos. A partir de este ciclo, se observó un incremento en la deformación de los alambres horizontales y en la capacidad ante cargas laterales, mientras la participación de las deformaciones por flexión se mantuvo a una tasa casi constante. En el muro Sur, al pasar del ciclo 4 ($RI = 0.17\%$) al ciclo 5 ($RI = 0.20\%$) puede observarse que disminuyó la flexión en 16% ($I_f = 0.44$), debido a que se agrietaron las grietas que habían sido "rajueleadas". A partir del ciclo 12 ($RI = 0.46\%$) las deformaciones angulares comenzaron a incrementarse notablemente. La resistencia del 3D-R ($RI = 0.94\%$) se presentó con un claro dominio de las deformaciones por corte, acompañado por un aumento en la magnitud de las deformaciones angulares. Durante este ciclo, algunos alambres horizontales habían alcanzado la deformación de fluencia.

6.3 INFLUENCIA DEL REFUERZO HORIZONTAL

Para estimar la influencia del refuerzo horizontal en la recuperación de muros de mampostería que han sido dañados por sismo, debe reconocerse que los alambres horizontales que cruzan la grieta diagonal en la mampostería no alcanzan la fluencia en forma uniforme. En la sección 5.2.4 se presentó la distribución de las deformaciones horizontales a lo largo de las grietas diagonales, de acuerdo a los registros de los deformímetros ubicados en la malla. Como se observó en las Figuras 5.17 a 5.20, no todos los alambres alcanzaron a plastificarse. Así, es necesario conocer la participación real o *eficiencia* medida experimentalmente para evaluar la contribución del refuerzo horizontal del tipo utilizado (en este caso, malla de alambre) como elemento resistente a cortante. La eficiencia promedia los esfuerzos de modo que se pueda evaluar la contribución de la malla para fines de diseño.

El *factor de eficiencia* horizontal, η_h , se estimó como el promedio de la relación entre la fuerza medida en los alambres horizontales que cruzan la grieta diagonal, V_l , y la fuerza cortante de "fluencia" del refuerzo horizontal, V_y , de acuerdo con la siguiente expresión

$$\eta_h = \frac{V_l}{V_y}$$

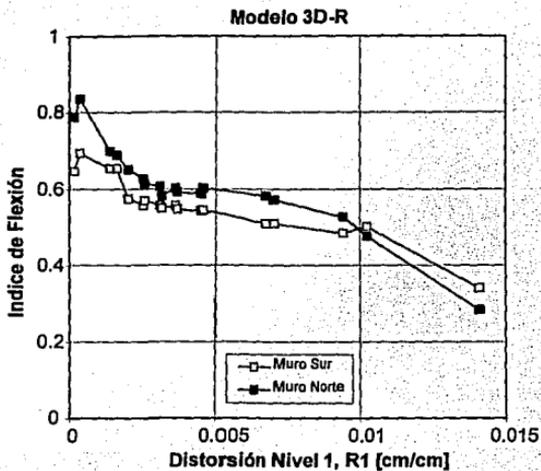


Figura 6.2 Contribución de las Deformaciones a la Distorsión del NI (Criterio de Resistencia de Materiales, 1986)

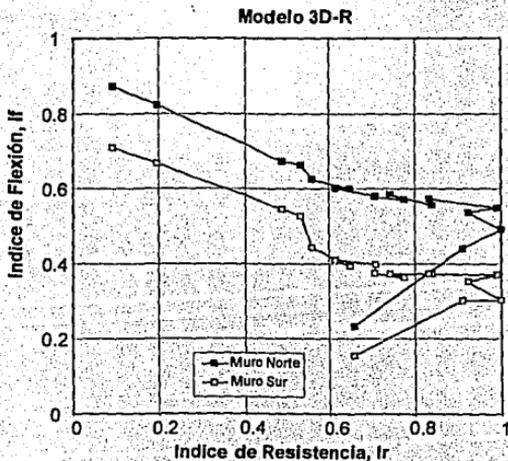


Figura 6.3 Índice de Flexión vs. Índice de Resistencia

$$\eta_h = \frac{\sum \eta_i}{n} \quad (6.3)$$

donde n es el número de alambres que cruzan la grieta diagonal. La fuerza V , se calculó como el producto del esfuerzo nominal de fluencia, $f_{y,}$, y el área nominal de la sección transversal de todos los alambres horizontales, a_r . Para estimar el esfuerzo a tensión en los alambres, a partir de la deformación medida, se utilizó un modelo esfuerzo - deformación bilineal (ver Fig. 5.2). El modelo se propuso a partir de las curvas esfuerzo - deformación obtenidas experimentalmente. Sin embargo, las curvas se obtuvieron del ensaye de alambres sueltos sometidos a tensión monótona hasta la rotura, es decir, no fueron obtenidas de un ensaye ante carga cíclica reversible. Por tanto, el modelo tiene esta limitante. Se emplearon las propiedades mecánicas promedio de los alambres, medidas experimentalmente. Las deformaciones en los alambres horizontales que no fueron instrumentados, se obtuvieron por interpolación a partir de las deformaciones registradas.

El factor de eficiencia horizontal, η_h , en función de la distorsión del N1, para los paneles (Este y Oeste) de ambos muros, se presenta en las Figs. 6.4 y 6.5. En la Tabla 6.1 y 6.2 se presentan los factores de eficiencia, calculados para diferentes niveles de distorsión durante los ciclos positivos y negativos, respectivamente. La participación del refuerzo horizontal en el panel cuadrado (Este) de la cara Norte comenzó a ser significativa para los ciclos posteriores al fisuramiento de las grietas que fueron "rajueladas", mientras en el panel rectangular (Oeste) la participación de la malla se retrasó hasta el ciclo 12 ($RI = 0.46\%$). En los paneles de la cara Sur, el aumento en la eficiencia de los alambres horizontales coincidió con un el aplastamiento y el desconchamiento del mortero ($RI =$ de 0.31 a 0.67%). De acuerdo al análisis de los deformímetros (ver Capítulo 5), la eficiencia η_h aumentó para los ciclos en los cuales se registró la plastificación de algunos alambres horizontales y la fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos del N1 (ciclos 14 y 16). La eficiencia máxima promedio fue de 65% y se presentó a una distorsión del N1 entre 0.67% y 0.75%. Los valores máximos de la eficiencia se calcularon en el panel cuadrado (Este) y coincidieron con la resistencia del modelo 3D-R (ciclo 16, $RI = 0.94\%$). El valor máximo de η_h fue 0.73, para el semiciclo positivo, y 0.76, para el semiciclo negativo. Al aumentar el nivel de distorsión, disminuyó notablemente la eficiencia de los alambres horizontales (54% en la cara Norte y 70% en la cara Sur, en promedio). El decremento se asoció a la falla de los anclajes utilizados y a la fractura o el desprendimiento de algunos alambres horizontales, lo cual que coincidió con el deterioro de la capacidad ante cargas laterales del 3D-R. De esta manera, estos factores propiciaron un rápido incremento de las deformaciones por corte. Si se comparan los paneles cuadrados (Este) de ambos muros, es interesante notar que la eficiencia de los alambres horizontales en la cara Norte fue superior en 63% a los valores calculados en su similar del lado Sur. En los paneles rectangulares (Oeste), el lado Sur presentó mayor eficiencia (58%, en promedio).

Para observar la participación de la malla de alambre en la contribución de la deformación por flexión, en las Figs. 6.6 y 6.7 se presenta I_f en función del factor de eficiencia horizontal η_h , de los paneles cuadrado (Este) y rectangular (Oeste) del muro Norte. La forma de las curvas es parecida a las presentadas en las Figs. 6.4 y 6.5. A partir del ciclo 3 ($RI = 0.14\%$), en el panel cuadrado (Este) se observó un aumento en la eficiencia de los alambres horizontales y una disminución de las deformaciones por flexión, ambos a una tasa casi constante. El aumento en la eficiencia es consistente con el agrietamiento por tensión diagonal en las grietas que fueron "rajueladas". En general, una vez que inicia la participación de la malla, la relación entre las deformaciones por flexión y corte mantuvo

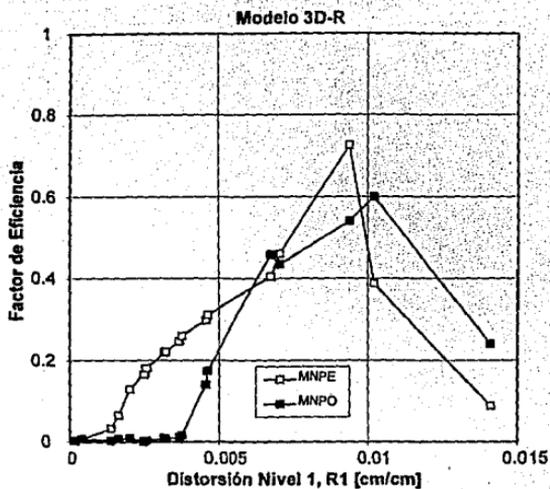


Figura 6.4 Factor de Eficiencia vs. Distorsión del N1 para los Paneles de la Cara Norte

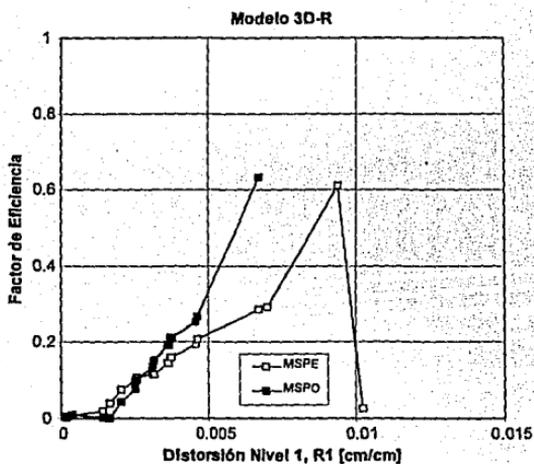


Figura 6.5 Factor de Eficiencia vs. Distorsión del N1 para los Paneles de la Cara Sur

Tabla 6.1 Factores de Eficiencia de los Alambres Horizontales (Ciclos Positivos)

Nivel de Distorsión		Factor de Eficiencia [%]			
Distorsión Total, RT [%]	Distorsión Nivel 1, RI [%]	MNPE	MNPO	MSPE	MSPO
0.21	0.20	11.1	8.5	6.6	4.2
0.25	0.26	16.5	8.0	9.8	7.6
0.30	0.31	21.9	8.5	17.8	13.5
0.37	0.35	24.7	8.4	26.7	19.2
0.42	0.46	29.7	19.9	36.1	25.4
0.60	0.67	25.1	51.0	50.7	63.2
0.75	0.93	72.5	56.3	66.7	---
0.91	1.41	11.7	26.6	---	---

--- No se estimó la eficiencia en los alambres horizontales por haberse fracturado

Tabla 6.2 Factores de Eficiencia de los Alambres Horizontales (Ciclos Negativos)

Nivel de Distorsión		Factor de Eficiencia [%]			
Distorsión Total, RT [%]	Distorsión Nivel 1, RI [%]	MNPE	MNPO	MSPE	MSPO
0.21	0.20	*	*	4.3	0.4
0.25	0.25	*	*	5.8	0.8
0.30	0.30	*	0.8	10.1	3.3
0.35	0.35	*	7.1	15.3	4.3
0.42	0.41	3.0	14.2	23.9	3.9
0.60	0.59	37.5	50.3	53.8	17.8
0.75	0.83	76.4	76.3	66.5	42.6
0.90	1.02	70.0	70.0	48.3	70.7

* No se estimó la eficiencia en los alambres horizontales por presentar deformaciones en compresión

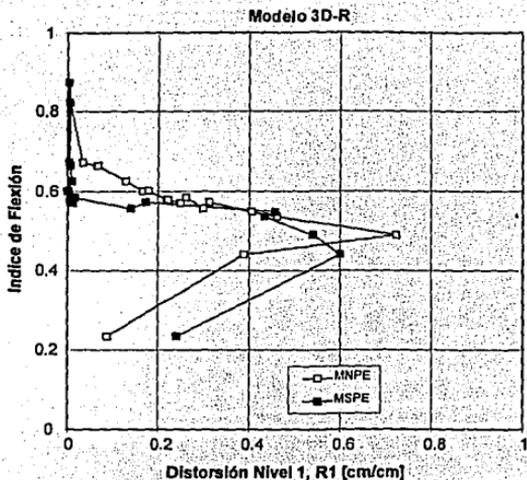


Figura 6.6 Índice de Flexión vs. Factor de Eficiencia. Paneles Cuadrados (Este)

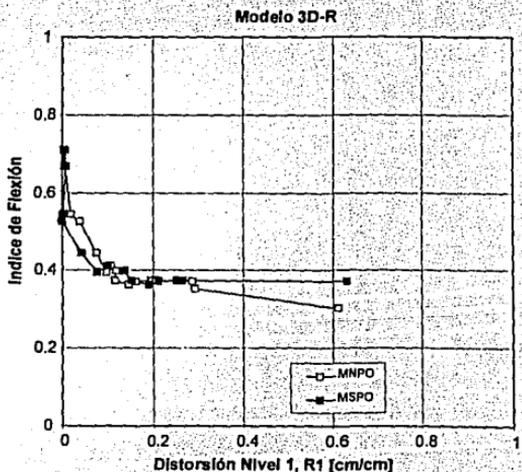


Figura 6.7 Índice de Flexión vs. Factor de Eficiencia. Paneles Rectangulares (Oeste)

casi constante hasta el ciclo 14 ($Rf = 0.67\%$). La eficiencia máxima de los alambres se alcanzó con un claro dominio de las deformaciones por corte, caracterizado por el aumento de las deformaciones angulares. El comportamiento fue similar para los paneles del muro Sur.

6.4 INFLUENCIA DEL REFUERZO VERTICAL

Dado que la malla de alambre no fue anclada a la cimentación, puede considerarse que los alambres verticales contribuyeron como mecanismo resistente a cortante en vez de participar como refuerzo para aumentar la capacidad a flexión del espécimen. De manera similar al refuerzo horizontal, para estimar la contribución de los alambres verticales que atraviesan las grietas inclinadas a la capacidad ante cargas laterales, es necesario reconocer la no-uniformidad en la distribución de las deformaciones a lo largo de las grietas. En el acápite 5.2.4 (Capítulo 5) se presentó la distribución de las deformaciones verticales que fueron registradas en los deformímetros colocados en ambos paneles (Este y Oeste) de cada lado. En las Figs. 5.17 a 5.20 se pudo observar esta distribución. Nuevamente, es necesario conocer la participación real o eficiencia del refuerzo vertical para estimar su participación como elemento resistente a corte. Se utilizó el mismo procedimiento para calcular el factor de eficiencia del refuerzo vertical, η_v , que el empleado en los alambres horizontales.

Para observar y comparar la participación de los alambres, tanto verticales como horizontales, conforme aumento en nivel de desplazamiento, en las Figs. 6.8, 6.9, 6.10, 6.11 se muestra el factor de eficiencia en función de la distorsión del $N1$, $\eta_v - Rf$ para cada panel de la cara Norte y Sur. La mayor eficiencia se calculó en el panel cuadrado (Este) de la cara Norte y fue de 0.44. En este panel, la máxima eficiencia vertical fue el 60% de la máxima eficiencia horizontal (0.73). Los valores máximos se alcanzaron al mismo nivel de distorsión. Debe notarse que la máxima eficiencia vertical en los paneles de la cara Sur fue muy similar y sólo difirió en 19%. En la cara Norte, la máxima eficiencia en el panel Este (0.44) excedió en 3.4 veces la del panel rectangular (0.13). En los paneles cuadrados (Este) se presentaron los valores máximos, siendo de 0.41, en promedio, mientras en los paneles rectangulares fue de 0.23. Es decir, la participación del refuerzo vertical en los paneles Este fue mayor en un 78% respecto a los paneles Oeste. Esto puede atribuirse a que el comportamiento de los paneles cuadrados (con relación altura/ancho igual a 1) presenta mayor influencia de las deformaciones por corte que el de muros con mayor relación de esbeltez, como los paneles rectangulares, lo que motivó una mayor participación como mecanismo resistente a cortante. A partir de la tendencia observada en las gráficas, puede decirse que es importante considerar la participación del refuerzo vertical en la capacidad ante cargas laterales, aunque en menor proporción que el refuerzo horizontal. Es posible que una contribución significativa del refuerzo vertical se haya dado por el plegamiento de los alambres (deformación en "S") al formarse la grieta diagonal.

6.5 RIGIDEZ

La característica principal de las edificaciones a base de muros de mampostería confinada es su elevada rigidez inicial ante cargas laterales. Usualmente, la rigidez se calcula analíticamente con base en un criterio elástico, empleando las propiedades geométricas nominales, el área a partir de secciones no agrietadas y las propiedades mecánicas con valores recomendados por la normatividad vigente (DDF, 1987b).

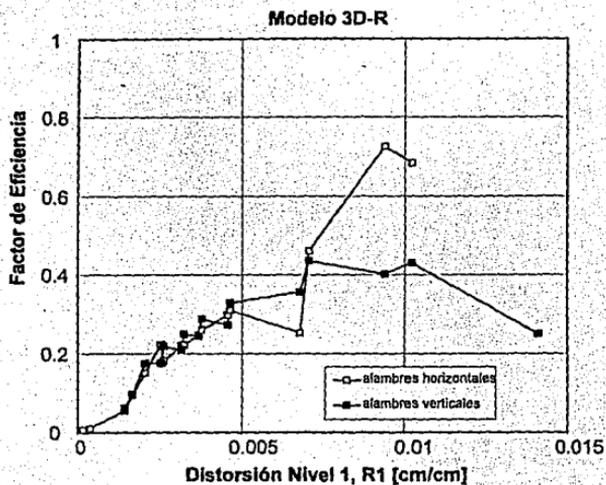


Figura 6.8 Factor de Eficiencia del Refuerzo. Panel Cuadrado (Este) Muro Norte

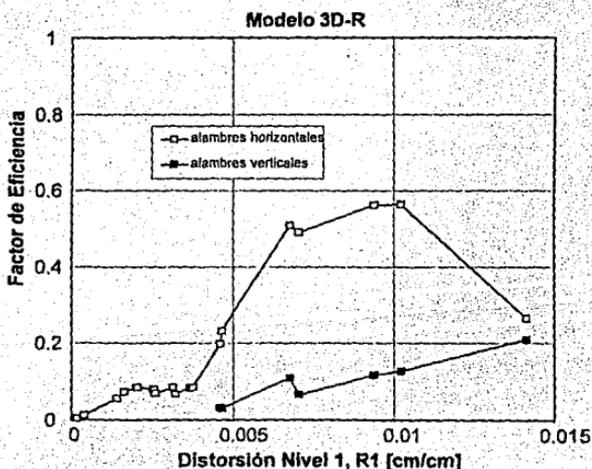


Figura 6.9 Factor de Eficiencia del Refuerzo. Panel Rectangular (Oeste) Muro Norte

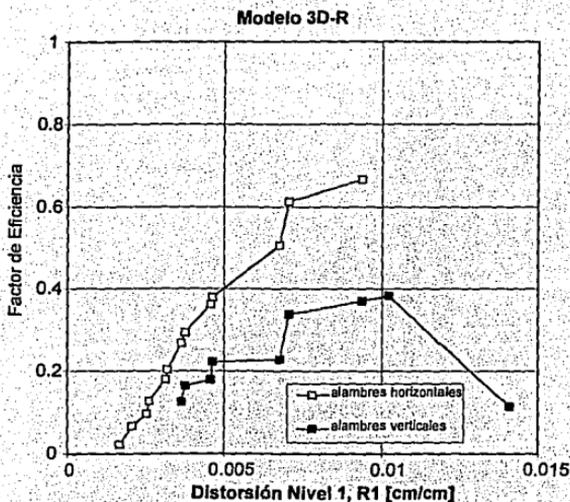


Figura 6.10 Factor de Eficiencia del Refuerzo. Panel Cuadrado (Este) Muro Sur

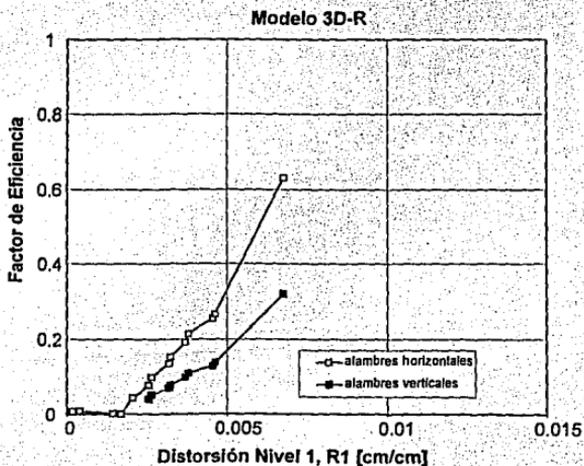


Figura 6.11 Factor de Eficiencia del Refuerzo. Panel Rectangular (Oeste) Muro Sur

Sin embargo, la evidencia experimental ha mostrado que los muros confinados presentan importantes reducciones de rigidez, aún antes de incursionar en el rango de comportamiento inelástico (Meli, 1975; Alcocer *et al.*, 1993). La magnitud y la tasa de deterioro son función del nivel de desplazamiento aplicado. El deterioro en la rigidez inicial K_0 se ha atribuido al fisuramiento horizontal, por flexión, en los castillos y al reacomodo de las piezas, antes de aparecer la primera grieta inclinada en la mampostería, y quizá microfisuramiento para distorsiones total del orden de 0.13%. La tasa de deterioro aumenta al continuar el agrietamiento diagonal en los tableros de mampostería y aplastarse el concreto de los castillos, para una distorsión total del orden de 0.30%. De esta manera, las características dinámicas y de disipación de energía de una estructura de mampostería confinada pueden sufrir modificaciones significativas. El buen comportamiento observado en el valle de México ante sismos severos ha subestimado el rápido deterioro de la rigidez inicial. En general, los daños se atribuyeron al uso de materiales de baja calidad, degradados por el efecto de la humedad y el intemperismo, la aplicación de un inadecuado criterio ingenieril, así como la presencia de hundimientos diferenciales en la edificación. No obstante, en diferentes condiciones y distintos tipo de movimiento del suelo a los que se registran en la zona blanda del valle de México debe tenerse en cuenta el deterioro de la rigidez inicial, aún para pequeños desplazamientos, para predecir su respuesta inelástica. Tal es el caso de las viviendas multifamiliares de mas de cuatro niveles o de aquéllas que no cumplen con los requerimientos del método simplificado de análisis.

Para entender mejor el comportamiento de edificaciones de vivienda multifamiliar a base de muros de carga de bloque de concreto, de tres y cinco niveles, típicas de la ciudad de México, se llevó a cabo un estudio para determinar sus propiedades dinámicas por medio de pruebas de vibración ambiental (Murià *et al.*, 1991). Los resultados mostraron que el periodo fundamental de las edificaciones de cinco niveles, con altura total cercana a 13 m, situadas en la zona de terreno blando de la ciudad de México, se encuentran entre 0.29 y 0.43 s. Para un análisis refinado, considerando el espectro de diseño sísmico para la zona III (terreno blando) y un periodo fundamental de 0.4 s, se obtiene un coeficiente sísmico de 0.45 y un coeficiente de cortante basal de 0.23 (reducido por un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$) que excede en 20% al coeficientes sísmico reducido para muros de piezas macizas, si se emplea el método simplificado.

Durante un evento sísmico, si la estructura presenta desplazamientos de más de 0.3 cm, se iniciará el fisuramiento diagonal de la mampostería acompañado de un deterioro en su rigidez inicial (64%) y, por ende, de un aumento en el periodo de vibración del inmueble. Es decir, sismos de intensidad moderada pueden ocasionar el deterioro significativo de la rigidez inicial, aún cuando la estructura no haya sufrido daño aparente.

Para fines de este estudio, la rigidez del modelo rehabilitado (modelo 3D-R) se evaluó con los criterios de *rigidez equivalente* y *rigidez de ciclo*. Ambos criterios fueron confrontados. Sin embargo, para estudiar el deterioro y poder comparar el comportamiento del modelo original y rehabilitado sólo se empleó el criterio de rigidez de ciclo.

6.5.1 Rigidez Inicial

Previo al ensayo seudo-estático, se realizó una prueba estática con la intención de obtener la matriz de flexibilidades del espécimen tridimensional en el rango de comportamiento elástico. De esta manera, se pudo comparar la rigidez inicial modelo rehabilitado con la matriz de rigidez elástica de un sistema de dos grados de libertad. La carga lateral fue de muy pequeña magnitud (14% de la cortante basal que produjo el primer fisuramiento horizontal en los castillos). El procedimiento consistió en aplicar una carga lateral conocida en un nivel mientras el otro permanecía sin carga y viceversa. Debido a la sensibilidad de los gatos hidráulicos, no se logró mantener completamente la carga lateral nula en un nivel; no obstante, no se rebasó el 5% del valor del nivel cargado. Se aplicó dos veces la metodología en cada dirección de carga, obteniendo la flexibilidad de cada nivel mediante el cociente del desplazamiento horizontal absoluto y la carga lateral aplicada en cada nivel. En la dirección positiva de carga (Este a Oeste), la rigidez lateral promedio del N1 y del N2 fue de 163.3 y 72.7 t/cm (1601.2 y 713.2 kN/cm), respectivamente. En la dirección contraria (Oeste a Este), los valores de la rigidez lateral fueron de 264.6 y 90.3 t/cm (2595.7 y 885.8 kN/cm) para el N1 y el N2 respectivamente. Como puede observarse, la rigidez del N1 en la dirección negativa de carga es mayor en un 62% respecto a la dirección opuesta (y en 24% para el N2). Esto puede atribuirse a que en la dirección negativa de carga el panel cuadrado (Este) incrementa su rigidez lateral dado que se encuentra sometido a compresión, por efecto de la flexión del espécimen, aunado a la carga vertical aplicada.

6.5.2 Rigidez Equivalente

Para evaluar el deterioro de rigidez en cada semiciclo de carga se empleó el concepto de *rigidez equivalente*. Se definió como rigidez equivalente, K_{eq} , a la pendiente de la secante que une los puntos de cortante basal nulo y de desplazamiento máximo en cada semiciclo. En la Fig. 6.12 se muestra este concepto. Cuando los lazos exhiben histéresis, el punto con cortante basal nulo usualmente corresponde al semiciclo de carga previo.

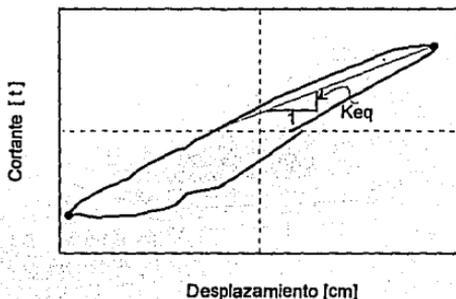


Figura 6.12 Concepto de Rigidez Equivalente, K_{eq}

Debe notarse que la rigidez evaluada con este concepto no refleja la forma del comportamiento histerético de la estructura. Una curva con lazos histeréticos que exhiben estrangulamiento cerca del origen, con comportamiento dominado por deformaciones al corte por ejemplo, tendrá la misma rigidez equivalente que una curva con lazos que envuelven un área amplia, con respuesta dominada por deformaciones por flexión, si los puntos de carga nula y distorsión máxima coinciden.

En la Fig. 6.13 se ilustra el deterioro de rigidez en función de la distorsión del N1, RI , para los semiciclos positivo y negativo del modelo 3D-R. La rigidez inicial K_0 en el ciclo 1/neg (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 (1472.5 kN/cm). Para ciclos posteriores al ciclo 2 ($RT = 0.04\%$, $RI = 0.05\%$), la rigidez durante los semiciclos negativos es ligeramente mayor (6%) hasta el ciclo 15 ($RT = 0.60\%$, $RI = 0.70\%$). La mayor rigidez en el sentido negativo puede atribuirse a que los paneles cuadrados (Este), además de estar sometidos a carga vertical constante, estaban sometidos a la compresión debida a la flexión del espécimen. La compresión del panel provocó que las fisuras se cerraran y, por consiguiente, aumentará la rigidez lateral. En el ciclo 16 ($RT = 0.75\%$, $RI = 0.94\%$), nuevamente 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. En ambos sentidos, es evidente el deterioro de la rigidez inicial conforme aumentó el nivel de desplazamiento, siguiendo una tendencia parabólica. Si se comparan los valores obtenidos para determinar la matriz de flexibilidades con los valores iniciales de la K_{xy} , se encuentra que son mayores en la dirección positiva en 38% y en 76% en la dirección contraria. La curva que representa el deterioro de rigidez en función de la distorsión total, RT , del modelo 3D-R (no se ilustra) exhibió una tendencia similar, salvo en la magnitud del valor de la rigidez. La rigidez inicial K_0 fue igual a 67.8 t/cm (665.1 kN/cm) para los semiciclos positivos y de 67.8 t/cm (665.1 kN/cm) para los semiciclos negativos.

6.5.3 Rigidez de Ciclo

Para evaluar el deterioro en la rigidez de cada ciclo histerético completo, en este estudio se empleó el concepto de *rigidez de ciclo*. La rigidez de ciclo, K_p , se definió como la pendiente de la secante que une a los puntos con desplazamiento lateral máximos en el mismo ciclo. En la Fig. 6.14 se ilustra este concepto.

La degradación de rigidez del N1, para los modelos original (3D) y rehabilitado (3D-R), en función de la distorsión se muestra en la Fig. 6.15. La rigidez inicial del 3D-R fue el 67% de la rigidez inicial del modelo 3D (166.2 t/cm = 1630.4 kN/cm). No obstante, fue 6.7 veces la rigidez remanente, K_r , del modelo original. Es interesante notar que ambas curvas exhiben una tasa de deterioro con tendencia parabólica en función del nivel de distorsión. En ambos modelos se observó un rápido deterioro de la rigidez inicial durante los tres primeros ciclos. El deterioro puede atribuirse al agrietamiento horizontal en los castillos del N1, microagrietamiento de la mampostería y a un posible reacomodo de las piezas. Es interesante notar que para el mismo nivel de distorsión ($RI = 0.14\%$), la rigidez lateral era muy similar en ambos modelos (90.4 t/cm = 886.8 kN/cm). Para este nivel de distorsión, la rigidez inicial del 3D se había deteriorado en 64% y en el 3D-R en 46%. A partir de este ciclo, el modelo rehabilitado presentó una pequeña discontinuidad al pasar del ciclo 4 ($RI = 0.17\%$) al 5 ($RI = 0.20\%$), para continuar con una tasa de deterioro gradual hasta el ciclo 14 ($RI = 0.67\%$). Esta discontinuidad se atribuyó al fisuramiento de las grietas que fueron "rajueleadas". En contraste, el

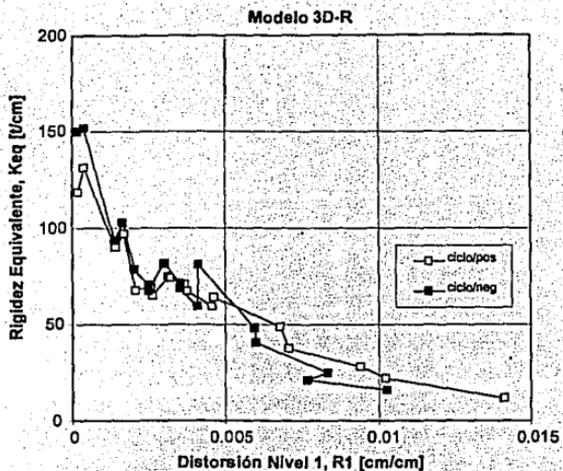


Figura 6.13 Deterioro de la Rigidez Equivalente

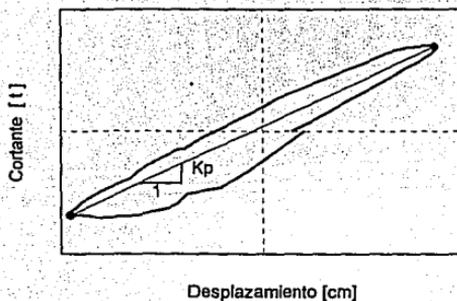


Figura 6.14 Concepto de Rigidez de Ciclo, K_p

modelo original continuó con un rápido deterioro, atribuido a la extensión de las grietas inclinadas, por tensión diagonal o por cortante, que se formaron durante el tercer ciclo.

A manera de comparar la tasa de deterioro de la rigidez durante el ensayo destructivo, se definió un parámetro representativo para ambos modelos. El índice de rigidez, I_i , se entiende como el cociente de la rigidez para un ciclo dado y la rigidez inicial del modelo, original o rehabilitado. Al finalizar el comportamiento elástico del 3D ($R1 = 0.04\%$, correspondiente a un desplazamiento lateral de 0.9 mm) se tuvo un valor I_i de 0.36, mientras que para el 3D fue de 0.54 para el mismo nivel de distorsión. En ambos casos, se observaron grietas horizontales en los castillos que se encontraban en tensión por la flexión del espécimen. El valor de I_i correspondiente al fisuramiento de las grietas que fueron "rajueleadas" en el 3D-R y cuando se formó completamente el agrietamiento principal, en forma de "X", en el 3D fue de 0.44 y 0.24, respectivamente. Ambos fenómenos ocurrieron a un nivel de distorsión del N1 similar (entre 0.20 y 0.22%, correspondiente a 4.9 mm y 5.4 mm de desplazamiento lateral). Hasta este nivel de distorsión, la eficiencia de los alambres horizontales no era significativa (por ejemplo, 12 y 7% en los paneles Este de la cara Norte y Sur, respectivamente) y tampoco se había iniciado el aplastamiento del mortero. Así, la magnitud de la degradación de la rigidez inicial para niveles de desplazamiento similares fue mayor en el modelo original que en el rehabilitado (67%, en promedio). Es interesante notar que el deterioro de la rigidez inicial del modelo original y el rehabilitado fue igual ($I_i = 0.18$) cuando alcanzaron su resistencia. Esto indica que para el mismo nivel de deterioro de la rigidez inicial, el 3D-R excedía en 56% la capacidad máxima ante cargas laterales y en 2.8 veces la capacidad de desplazamiento lateral del 3D.

Si se comparan los valores obtenidos para determinar la matriz de flexibilidades con los valores iniciales de la K_{xy} , se encuentra que son mayores en la dirección positiva en 38% y en 76% en la dirección contraria. Respecto a la K_y inicial, es muy similar en la dirección positiva y mayor en 59% en la negativa. Los resultados sugieren que la elevada rigidez de las estructuras de mampostería sólo es aceptable para desplazamientos laterales inferiores a 1 mm ($R1 = 0.04\%$), dado que la rigidez inicial sufre un deterioro con tendencia parabólica conforme aumenta el nivel de desplazamiento.

Los valores de K_y fueron inferiores a los calculados con el criterio de K_{xy} . Sin embargo, la tendencia parabólica es semejante.

En general, la rigidez fue mayor cuando los paneles cuadrados (Este, relación H/L igual a 1.0) se encontraban alejados del punto de aplicación de carga (ciclos negativos), es decir, a compresión por la flexión del espécimen. No obstante el daño ocurrido durante el ciclo positivo, la diferencia se atribuyó a la menor relación de esbeltez respecto a los paneles rectangulares (Oeste, relación H/L igual a 1.5).

En algunas ocasiones, el comportamiento observado en las edificaciones a base de muros de mampostería ha evidenciado la concentración de daño en la planta baja. A este tipo de falla en la estructura se le denomina como de *planta baja débil* o de *piso suave*. En estructuras de mampostería, el factor principal que puede precipitar este tipo de falla es la baja densidad de muros en la planta baja (con limitada capacidad ante cargas laterales para resistir la cortante basal actuante, o bien, un cambio brusco en la rigidez respecto al siguiente nivel). El estudio de la respuesta sísmica en este tipo de estructuras, por medio de acelerógrafos dispuestos en un edificio a base de muros de carga de mampostería de bloque hueco ubicado en la zona de terreno blando de la ciudad de México, mostró una distribución de aceleraciones casi uniforme que difiere con la distribución considerada en la

normatividad actual (triangular invertida) (Durán y Miranda, 1994). En la Fig. 6.16 se comparan las fuerzas laterales y las cortantes de entrepiso obtenidas suponiendo una distribución triangular y uniforme de aceleraciones en la altura. No obstante que la cortante basal en ambos casos es la misma, las fuerzas cortantes que actúan los niveles superiores son mayores con la distribución triangular. Estos niveles serán diseñados para resistir este nivel de fuerzas. Así, si en un evento sísmico actuara la cortante basal resistente, en los niveles superiores se dispondría de capacidad adicional que propiciaría una concentración de disipación de energía y de daño en la planta baja. Aún mas, si el sismo impone desplazamientos superiores a los que corresponden a la fluencia del primer nivel, los desplazamientos adicionales se concentraran en dicho nivel.

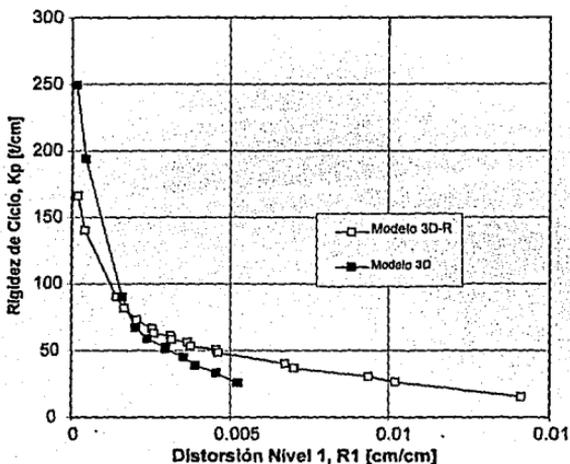


Figura 6.15 Deterioro de la Rigidez de Ciclo a Ciclo

En la Fig. 6.17 se presenta el perfil de desplazamiento en la etapa de comportamiento inelástico para una estructura de mampostería. La concentración de deformaciones inelásticas en el primer nivel puede inducir niveles de desplazamiento excesivos para este tipo de estructuras y, en un caso extremo, la falla en el primer nivel (Paulay y Priestley, 1992). De esta manera, si se acepta que la rigidez se deteriora con una tendencia parabólica al aumentar el nivel de desplazamiento lateral, la rigidez de la planta baja disminuirá en mayor proporción que la rigidez de los niveles superiores.

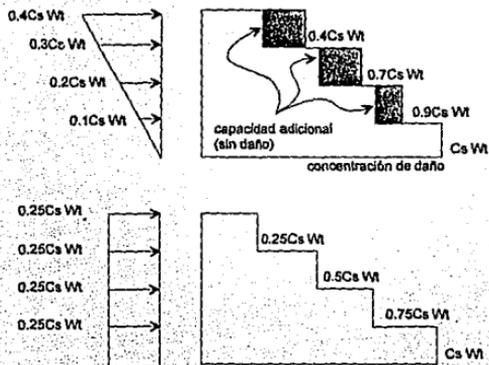


Figura 6.16 Fuerzas Laterales y Cortantes de Entrepiso Correspondientes a Distribuciones Triangular y Uniforme (Durán y Miranda, 1994)

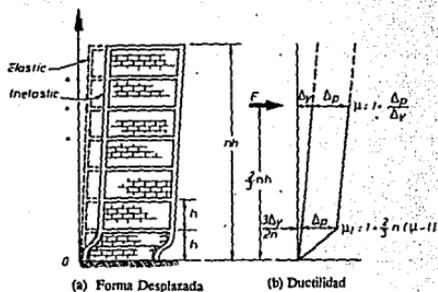


Figura 6.17 Perfil de Desplazamiento Inelástico en una Estructura de Mampostería (Paulay y Priestley, 1992)

El patrón de agrietamiento final en el modelo original sugirió la formación de un "piso suave" en la estructura, al concentrarse el daño en el N1 mientras el N2 casi no sufría fisuramiento (ver capítulo 1). El comportamiento del 3D-R mostró similitud, ya que el daño se concentró en el N1 y el agrietamiento exhibido en el N2 fue característico de cargas concentradas mas que de cargas laterales (ver Capítulo 4).

Para evaluar la concentración del desplazamiento en la planta baja se obtuvo el cociente de la rigidez del N1 y del N2, y se graficó en función de la distorsión del primer nivel, para ambos modelos (Fig. 6.18). Como puede observarse, la relación de rigideces del 3D aumenta a una tasa casi lineal hasta el ciclo 8 ($R_I = 0.32\%$), con una pequeña discontinuidad al pasar del ciclo 3 ($R_I = 0.14\%$) al ciclo 4 ($R_I = 0.20\%$). En este intervalo se observó la aparición y extensión de grietas inclinadas, por tensión diagonal o cortante, en la superficie de los paneles del N1. La discontinuidad se atribuyó a que la rigidez del N1 disminuyó en 25%, debido a la extensión de las grietas ya existentes en la mampostería y al inicio de la penetración del agrietamiento inclinado a los extremos de los castillos interiores, mientras la del N2 solo decreció en 9%, ya que los paneles exhibieron fisuramiento casi vertical típico de cargas concentradas. Para ciclos posteriores al 8, la relación de rigideces aumentó a una tasa sensiblemente mayor atribuido a la incurción de las grietas inclinadas en los extremos de los castillos interiores.

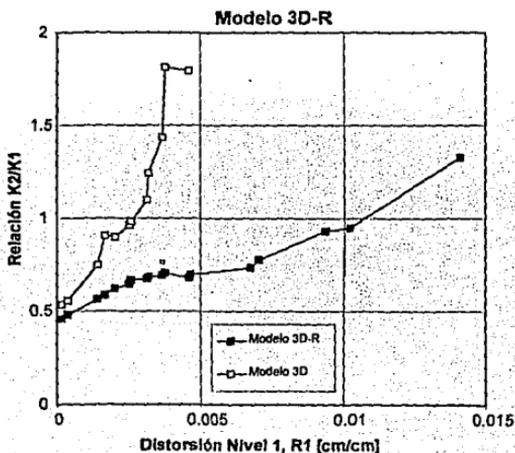


Figura 6.18 Relación de Rigideces del N1 y N2

Como puede apreciarse en la gráfica, la relación de rigideces del 3D-R aumenta a una tasa menor que la del 3D. Así, la relación entre las rigideces del modelo rehabilitado sugiere que la rehabilitación retrasó la formación de un "piso suave", hasta un nivel de desplazamiento excesivo para estructuras de mampostería. La tendencia del 3D-R se debió a tres tasas de deterioro de la rigidez del NI. Al inicio, la rigidez se deterioró a causa del fisuramiento horizontal, por flexión, en los castillos y por el agrietamiento inclinado, por tensión diagonal, en las grietas que fueron "rajueleadas". Continuó a una tasa sensiblemente menor, conforme el mortero del recubrimiento sufrió aplastamiento y deszonchamiento. Finalmente, la relación de rigideces aumentó en una tasa similar a la inicial cuando el agrietamiento inclinado incurrió en los extremos de los castillos y en los mismos, debido a compresión por flexión, sufrieron aplastamiento en el recubrimiento y parte del núcleo, así como el plegamiento de las varillas longitudinales.

6.5.4 Influencia del Refuerzo Horizontal en la Rigidez

En las Figs. 6.19 y 6.20 se muestra la curva índice de rigidez, I_k , en función del factor de eficiencia η_k para los paneles cuadrados (Este) y rectangulares (Oeste) de ambos muros. Los alambres horizontales no influyeron en la rigidez inicial del 3D-R. Es interesante notar que en los paneles cuadrados (Este) aumentó la participación de los alambres horizontales a partir del tercer ciclo ($RI = 0.14\%$), cuando la rigidez inicial se había deteriorado en 46% ($I_k = 0.54$). Antes que aumentará la eficiencia de la malla, la rigidez se deterioró rápidamente (35.4%) respecto al segundo ciclo ($RI = 0.04\%$). Durante el tercer ciclo, el agrietamiento horizontal aumentó en la altura de los castillos de manera distribuida y algunas fisuras inclinadas coincidieron con las grietas que fueron "rajueleadas", lo cual se refleja en curva cortante basal - distorsión (Los lazos exhibieron histéresis, caracterizando la incursión de 3D-R en el rango de comportamiento inelástico). A partir de este ciclo, I_k disminuyó y la eficiencia aumentó con una tendencia casi lineal hasta el ciclo 14 ($RI = 0.67\%$). De este ciclo al 16 ($RI = 0.94\%$), se observó un incremento notable de la eficiencia hasta alcanzar los valores máximos, mientras I_k se mantuvo casi constante (0.20, en promedio). Durante este intervalo, el refuerzo longitudinal de los castillos exhibió fluencia. En los paneles rectangulares (Oeste), el panel de la cara Sur presentó una tendencia similar, mientras en su similar de la cara Norte aumentó la eficiencia hasta el ciclo 12 ($RI = 0.46\%$).

En las gráficas anteriores se muestra que los alambres horizontales presentaron influencia en la rigidez inicial del modelo 3D-R. De esta manera, el aumento en la rigidez residual del modelo original K_r (6.7 veces), puede atribuirse al recubrimiento de mortero, a la restitución del concreto fracturado en los extremos de los castillos interiores y al "rajueleo" de los grietas dañadas en los paneles de mampostería. La tendencia de la curvas sugiere que la malla de alambre colaboró a tener una tasa de deterioro gradual de la rigidez inicial.

6.6 RESISTENCIA

El procedimiento constructivo más común en México para las edificaciones de bajo costo consiste en muros de mampostería, confinada mediante dadas y castillos de concreto. Los muros son los únicos elementos resistentes ante cargas laterales, equivalentes a las inducidas por las acciones sísmicas, y ante verticales. Usualmente se les ha denominado *muros de carga*. El sistema estructural consiste en muros individuales dispuestos en ambas direcciones y acoplados mediante el sistema de piso. La elevada

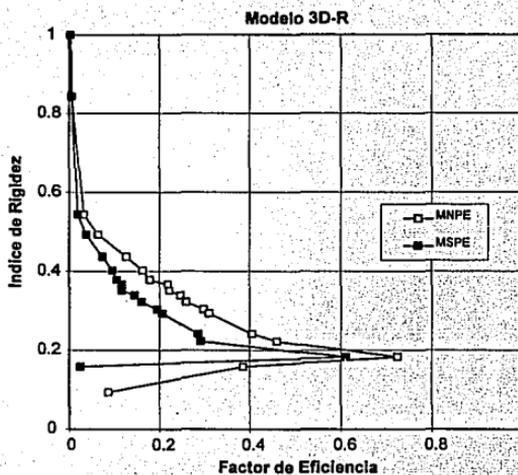


Figura 6.19 *Indice de Rigidez vs. Factor de Eficiencia. Paneles Cuadrados (Este)*

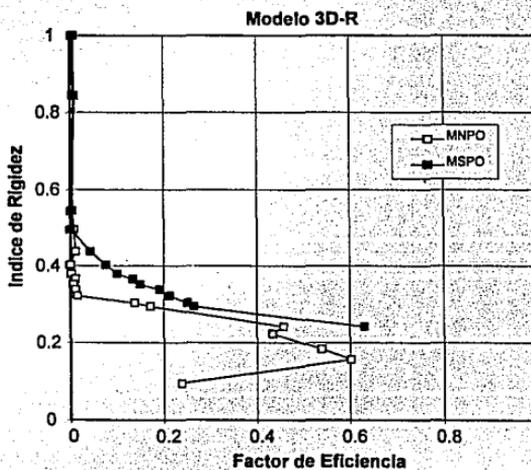


Figura 6.20 *Indice de Rigidez vs. Factor de Eficiencia. Paneles Rectangulares (Oeste)*

rígidez elástica en su plano y el tamaño de los claros permite funcionar al sistema de piso como un diafragma rígido, transmitiendo los desplazamientos y las rotaciones a los muros individuales, cuando éstos son sujetos a cargas laterales. Ante el efecto combinado de las cargas lateral y vertical, los muros se encuentran sometidos a deformaciones axiales y traslacionales. De esta manera, los muros de mampostería se deben diseñar para resistir las fuerzas cortantes, los momentos flexionantes y las fuerzas normales de tensión o compresión, variables en cada nivel, inducidas a la edificación.

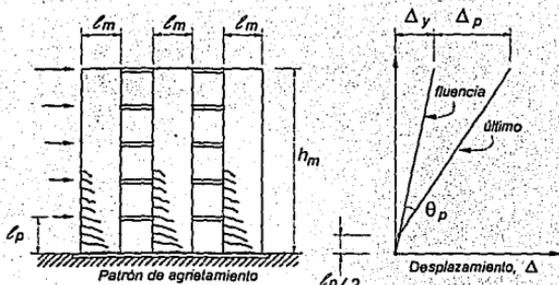
6.6.1 Efecto del Acoplamiento a Flexión. Relación entre el Momento y la Fuerza Cortante

Conceptualmente, los muros de mampostería se pueden clasificar, de acuerdo a la forma en que resisten las fuerzas de inercia inducidas durante un evento sísmico (Paulay y Priestley, 1992), en:

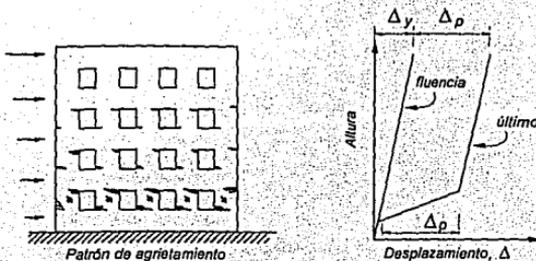
- a) Muros en voladizo.
- b) Muros acoplados con plastificación de los tableros o de las mochetas adyacentes a las aberturas.
- c) Muros acoplados con plastificación del sistema de piso.

En la Fig. 6.21 se ilustra esta clasificación. Una descripción cualitativa del comportamiento de cada uno de estos muros puede encontrarse en la literatura (Paulay y Priestley, 1992; Alcocer, 1995). La aplicación de En muros en voladizo (Fig. 6.21a), las cargas laterales son resistidas predominantemente mediante deformaciones por flexión de los muros de modo que la energía se disipa en articulaciones plásticas en la base de cada muro, en donde se concentran las rotaciones plásticas. Para lograr una disipación estable de energía, las articulaciones deben ser adecuadamente detalladas. Para en articulaciones plásticas en la base de cada muro, en donde se concentran las rotaciones plásticas. Para lograr una disipación estable de energía, las articulaciones deben ser adecuadamente detalladas. Para que los muros trabajen en voladizo se necesita que el acoplamiento entre ellos sea débil, lo que implica que el sistema de piso sea flexible.

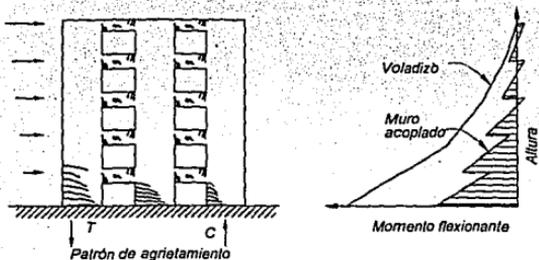
Normalmente, en las edificaciones del tipo habitacional se requiere de espacios o aberturas para la colocación de puertas y ventanas (Fig. 6.21b). Ante cargas laterales, la plastificación puede ocurrir en las mochetas adyacentes a las aberturas (elementos verticales) o en el sistema dala - pretíl (elementos horizontales). El primer caso es el más común y se caracteriza por una concentración del desplazamiento en las mochetas (y por tanto de daño), ya sea debido a flexión o cortante, en un nivel, generalmente en la planta baja. Para este tipo de muros se puede demostrar que la capacidad de deformación requerida es, en la mayoría de los casos, difícil de obtener físicamente aun para ductilidades de desplazamiento moderadas (Paulay y Priestley, 1992). Por tanto, en el diseño de este sistema se deben permitir bajos desplazamientos. En ocasiones, las proporciones de las aberturas en los muros de mampostería son tales que el sistema de piso (o piso más pretíl, si éste existe) es más débil que las mochetas (Fig. 6.21c). Aunque esta configuración estructural ha sido empleada exitosamente en estructuras de concreto reforzado, la fragilidad de la mampostería limita su aplicación, en particular si los elementos de acoplamiento son de mampostería (pretiles). El rápido deterioro de la resistencia y rigidez de acoplamiento conduce a un incremento de momentos cuyas magnitudes tienden a las obtenidas en muros en voladizo.



a) Muros en Voladizo



b) Muros Acoplados con Plastificación de Elementos Verticales



c) Muros Acoplados con Plastificación del Sistema de Piso / Trabes

Figura 6.21 Clasificación de Muros de Mampostería según su Participación en la Resistencia de Cargas inducidas por Sismos (Paulay y Priestley, 1992)

La consideración del grado de acoplamiento en el análisis, y su consecuente impacto en los momentos de diseño es importante. Como se ilustra en la Fig. 6.21c, la distribución de momentos flexionantes en la altura del muro depende directamente del grado de acoplamiento supuesto en el análisis. Así, si las capacidades a flexión de los muros se determinaron suponiendo un trabajo de muros acoplados y éste no existe en la realidad, el incremento de momento en las bases de los muros al trabajar en voladizo no podrá ser resistido. Es, por tanto, indispensable evaluar experimentalmente el efecto del grado de acoplamiento en el comportamiento de muros de mampostería (Alcocer, 1995).

En los ensayos de laboratorio, la aplicación de carga cíclica alternada, con carga y descarga en una dirección, puede influir en la capacidad ante carga lateral en el otro sentido. Es decir, el daño producido en un sentido puede afectar disminuir la capacidad lateral en el otro, sin importar la simetría del espécimen.

En el Capítulo 4 (sección 4.3.2) se presentaron las deformaciones angulares de los paneles del modelo 3D-R. Si se compara detalladamente el comportamiento de las deformaciones angulares en los paneles del N1, puede observarse que el acoplamiento por flexión de los muros por la dala-losa fue significativo durante el desarrollo del ensayo. Esta afirmación puede apoyarse en el comportamiento de las deformaciones presentadas por las diagonales a tensión de los paneles. De acuerdo a la Fig. 4.4, de haberse presentado el acoplamiento a flexión en un muro longitudinal, las deformaciones registradas en la diagonal a tensión del panel cuadrado (Este), con aplicación de carga positiva, debieron ser mayores que las registradas en la diagonal a tensión del panel rectangular (Oeste). En caso contrario, las deformaciones medidas deberían ser similares. En la cara Sur, la diferencia entre la diagonal a tensión del panel cuadrado (Este) respecto al rectangular (Oeste) fue, en promedio, de 24%. Cuando la aplicación de carga fue contraria (Este), en la diagonal a tensión del panel rectangular (Oeste), las deformaciones fueron inferiores en 53%, en promedio, respecto al panel cuadrado (Este). Estas diferencias en las deformaciones de las diagonales indican que existió acoplamiento a flexión (mediante el sistema dala - losa) entre los paneles. Un comportamiento similar presentaron los paneles de la cara Norte. Como se pudo observar en las Figs. 4.34 a 4.27, el grado de acoplamiento proporcionado por el sistema dala - losa no tuvo ningún efecto en las características de disipación de energía por corte.

6.6.2 Influencia del Refuerzo Horizontal en la Resistencia

En las Figs. 6.22 y 6.23 se presentan el índice de resistencia I_r , en función del factor de eficiencia para los paneles cuadrados (Este) de ambos muros. La participación de los alambres horizontales inició a partir del ciclo 3 ($RT = 0.15\%$) y que tiende a incrementarse en forma lineal con I_r hasta el ciclo 14 ($RT = 0.60\%$, $RI = 0.67\%$). Sin embargo, para los ciclos estables en resistencia (14 y 16), la eficiencia medida durante el ciclo 14 en el muro Sur correspondió al 65% de la máxima y 47% en el Norte, es decir, la malla de alambre permitió incrementar la capacidad de deformación a pesar de casi alcanzar la resistencia del modelo 3D-R.

6.6.3 Mecanismos Resistentes a Cortante

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 de la acción de dovela del refuerzo longitudinal de los castillos. Una vez iniciado el

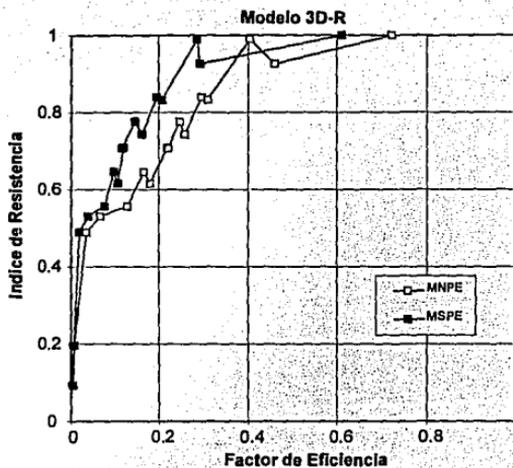


Figura 6.22 Índice de Resistencia vs. Factor de Eficiencia. Paneles Cuadrados (Este)

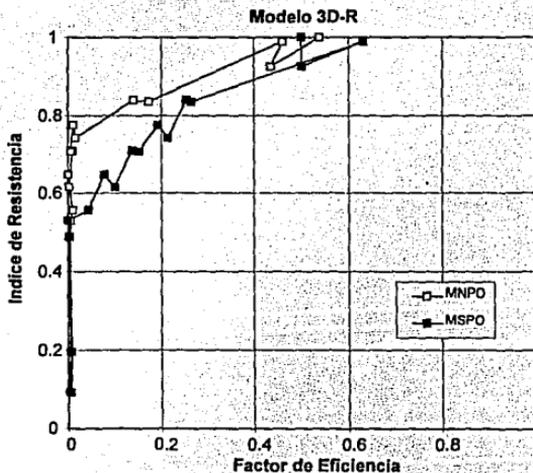


Figura 6.23 Índice de Resistencia vs. Factor de Eficiencia. Paneles Rectangulares (Oeste)

agrietamiento inclinado en la mampostería, incide la resistencia a la fricción y la trabazón mecánica en la superficie de las piezas, desarrollado a los largo de las grietas. Los castillos proporcionan a los muros de mampostería capacidad adicional una vez iniciado el agrietamiento inclinado, por el concreto del núcleo, la acción de dovela del refuerzo longitudinal, y el confinamiento, que evita un aumento en la anchura de las grietas inclinadas. La acción de dovela de las varillas verticales esta asociado a un deslizamiento significativo a cortante. La contribución más significativa como mecanismo resistente a corte se presenta cuando ocurre un ligero deslizamiento en la base, caracterizado por el plegamiento en "S" de las varillas (Paulay y Priestley, 1992). La evidencia experimental sugiere considerar la contribución de la acción de dovela a la resistencia a cortante, V_o , con la expresión

$$V_{do} = 0.25 a_v f_y \quad (6.4)$$

donde a_v es el área del refuerzo vertical y f_y es la resistencia nominal de fluencia del acero. Esta expresión reconoce que no es posible utilizar completamente la resistencia de fluencia de una varilla longitudinal en flexión y cortante, para acción de dovela, si se requiere que la varilla mantenga la adherencia con el concreto. El refuerzo transversal en los extremos, dispuesto en forma de estribos cerrados y separados adecuadamente, limitan la incursión de las grietas inclinadas y evitan un deterioro drástico en la resistencia. Asimismo, el confinamiento incrementa la capacidad de desplazamiento de los muros, para asegurar una pérdida gradual de la resistencia. La capacidad ante cargas verticales es función de la resistencia a la compresión de las piezas, la excentricidad de las cargas aplicadas, área efectiva para resistir las fuerzas verticales y los castillos.

De acuerdo al comportamiento del 3D, la cortante de agrietamiento, V_{agr} ($RT = 0.13\%$, $RI = 0.13\%$) excedió en 16%, para los ciclos positivos, y 6%, para los ciclos negativos, a la resistencia de diseño ante cargas laterales, $V_{R,RDF}$ (DDF, 1987b). En forma conservadora se puede suponer que V_{agr} es igual a $V_{R,RDF}$. En forma cualitativa, la capacidad ante cargas laterales posterior al agrietamiento puede expresarse de la siguiente manera

$$V = V_{agr} + V_o = V_{R,RDF} + V_o \quad (6.5)$$

donde V_o es la capacidad adicional ante cargas laterales proporcionada por diversos mecanismos como la resistencia a la fricción y la trabazón mecánica de la mampostería, por el concreto del núcleo, la acción de dovela del refuerzo longitudinal, y el confinamiento. Sin embargo, la capacidad adicional se atribuyó a la acción de dovela de las varillas longitudinales, caracterizado por el plegamiento en "S" del refuerzo según se observó durante el proceso de reparación de los castillos interiores (ver capítulo 3, sección 3.4). De acuerdo al comportamiento observado, V_o se incrementó hasta alcanzar la resistencia. Para el nivel de distorsión asociado a la resistencia del 3D ($RT = 0.30\%$, $RI = 0.37\%$), V_o corresponde a 6.1 t (59.8 kN), es decir el 21% de la resistencia de diseño calculada con la normatividad, $V_{R,RDF}$. La contribución por dovela de las varillas utilizando la resistencia de fluencia experimental, V_{do} , fue de 3.3 t (32.4 kN), que corresponde al 85% de la capacidad adicional.

Para el caso del modelo 3D-R, aunado a los mecanismos antes mencionados se debe incluir la participación del refuerzo en forma de malla. De acuerdo a las secciones 6.3 y 6.4, la influencia de los

alambres verticales y horizontales se incrementó una vez que se inició y completó el fisuramiento de las grietas que fueron "rajueledas" ($RI = 0.16\%$ a 0.20%). Este fenómeno ocurrió a un nivel de distorsión similar a la formación completa del agrietamiento inclinado (en forma de "X") en los paneles del 3D ($RT = 0.21\%$, $RI = 0.23\%$). La cortante asociada al inicio del agrietamiento del "rajueleado" ($33.9 \text{ t} = 332.6 \text{ kN}$) es similar a la capacidad remanente del 3D ($33.1 \text{ t} = 324.7 \text{ kN}$).

Cualitativamente, se puede considerar que la capacidad ante cargas laterales después de agrietado el "rajueleado" puede expresarse como

$$V = V_o + \eta_h V_{zm}$$

donde V_{zm} es la participación de los alambres a la resistencia, η_h es la eficiencia de los alambres horizontales. Este criterio de superposición es consistente con el seguido en estructuras de concreto reforzado para la determinación de la resistencia al corte. En la participación de la malla de alambre no se considero la influencia de los alambres verticales, sólo se consideraron los alambres horizontales ya que su participación fue menor (en 50%) y sólo se considero que primordialmente trabajan para mantener el equilibrio de fuerzas por la formación del puntal inclinado de compresión en la mampostería.

Para fines de diseño, una buena aproximación a la resistencia ante cargas laterales, V_u , estaría dada por la relación

$$V_u = V_{R,RDF} + \eta V_{zm} + 2V_{do} \quad (6.6)$$

donde $V_{R,RDF}$ se calcula de acuerdo al inciso 4.3.1 de la norma respectiva (DDF, 1987b), usando un F_R igual a 1.0, V_{zm} de acuerdo a la Ec. 3.3 (acápites 3.3.2), V_{do} según la Ec. 6.4 y usando las propiedades nominales de los materiales. Si se emplea un valor de η_h igual a 0.67 (utilizado en este estudio), la capacidad ante cargas laterales considerando V_{RDF} , $\eta_h V_{zm}$ y V_{do} es de 76.1 t (746.5 kN), la cual excede en 19% y 11% a la resistencia medida en el 3D-R para los ciclos positivo y negativo, respectivamente. En la Fig. 6.24 se representa cualitativamente la participación de los mecanismos mencionados en la resistencia.

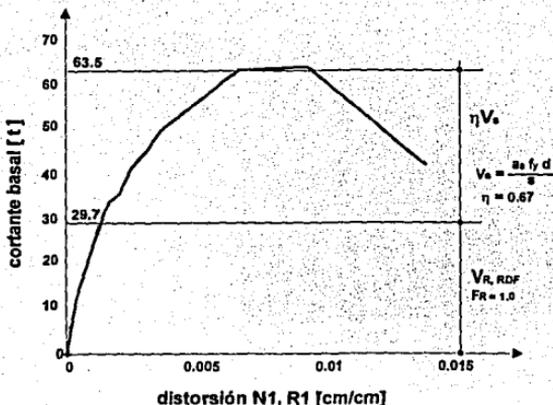


Figura 6.24 Criterio de Diseño para Resistencia Última ante Cargas Laterales

6.7 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO Y DUCTILIDAD

Como se ha demostrado (inciso 6.5), las edificaciones a base de muros de carga de mampostería confinada presentan gran rigidez inicial ante cargas laterales. Sin embargo, debe considerarse que una vez iniciado el agrietamiento inclinado en la mampostería se produce un rápido deterioro de la rigidez inicial de la estructura. Al ingresar en el rango de comportamiento inelástico, es deseable que los muros de mampostería puedan aceptar deformaciones laterales 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*.

Se debe prestar especial atención a la ductilidad en edificaciones de mampostería ubicadas en regiones cercanas a la fuente de los sismos tectónicos. En regiones de terreno duro donde el periodo dominante del suelo puede ser cercano al periodo fundamental de vibración en las estructuras rígidas (como las de mampostería confinada), puede presentarse el fenómeno de resonancia y, por consiguiente, un incremento notable de los desplazamientos laterales. Atendiendo a las filosofías de diseño actuales, las estructuras rígidas deben ser capaces de resistir las fuerzas inerciales y presentar capacidad de desplazamiento durante su incursión en el rango inelástico, con un grado de daño aceptable y así evitar la posibilidad de una falla frágil.

6.7.1 Ductilidad Equivalente

La ductilidad, μ , se puede estimar como la relación entre cualquier deformación superior al límite elástico, d , y la deformación de fluencia idealizada, d_y , como se indica

$$\mu = \frac{d}{d_y}$$

donde los valores d y d_y pueden representar deformaciones unitarias, curvaturas, rotaciones o desplazamientos laterales. Para fines de este estudio se entiende a la ductilidad como la capacidad de presentar desplazamientos laterales mas allá del intervalo elástico manteniendo la resistencia. 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 al agotamiento total de resistencia, $\mu_u = d_u / d_y$, que marcan el colapso o la falla estructural. Sin embargo, el límite ideal o aceptable corresponde al desplazamiento asociado a una disminución del 20% en la resistencia de la estructura, $\mu_m = d_m / d_y$, ya que mas allá de este límite se considera agotada su capacidad estructural.

Para fines de esta investigación, se calculó la ductilidad de ambos modelos a partir del perfil de desplazamientos impuesto durante el ensayo destructivo y de la envolvente de la respuesta cortante basal - distorsión total y del NI.

El patrón de daño final para la cara Norte y el perfil de desplazamientos laterales en ambos modelos se presenta en la Fig. 6.25. En la Fig. 6.17 se mostraron las relaciones de ductilidad de desplazamiento y la idealización del perfil de desplazamientos inelásticos (Paulay y Priestley, 1992). La idealización se basa en suponer que los desplazamientos plásticos se concentran en el primer nivel, lo cual es consistente con la evidencia experimental y el daño observado en edificios a base de muros de mampostería. Con la intención de evaluar la ductilidad en ambos modelos, se utilizó el perfil de desplazamientos laterales para los ciclos/pos. Resultados similares se obtuvieron para el sentido contrario de aplicación de carga. Dada la heterogeneidad y el comportamiento no-lineal ante pequeños desplazamientos de los materiales empleados, en este estudio se definió d_y como el nivel de distorsión total correspondiente a la pérdida de linealidad en el perfil de desplazamientos. De esta manera, para el 3D coincidió con el nivel de distorsión en el cual se detectó la primera fisura inclinada en la mampostería, mientras en el 3D-R coincidió con el fisuramiento de las grietas que fueron "rajueleadas". Ambos fenómenos coincidieron para una distorsión total similar ($RT = 0.21\%$).

Aplicando el criterio anterior, se obtuvo una μ global en la estructura de 2.5 y 4.4 para el 3D y 3D-R, respectivamente. Esto significó que el refuerzo horizontal, en forma de malla de alambre, incrementó la ductilidad global disponible en 76%. Para el NI, se obtuvo un valor de 3 y 5.5 para el modelo 3D y 3D-R, respectivamente, lo cual significó un incremento del 83% en la ductilidad respecto al modelo original. La ductilidad de desplazamiento para el NI, en la cual el 3D alcanzó su resistencia ($RI = 0.36\%$) excedió en 21% a la ductilidad del 3D-R, para el mismo nivel de distorsión. Posteriormente, la ductilidad del 3D-R se incrementó en 2.64 veces cuando alcanzó su resistencia (RI

= 0,94%). De esta manera, la mayor ductilidad disponible en el NI permitió retrasar la formación de un "piso suave". Es evidente la importancia que tuvo incrementar la ductilidad disponible para reducir deterioro en la rigidez. El empleo de malla de alambre incrementó la ductilidad y disminuyó el deterioro de su rigidez inicial cuando la estructura incurrió en el rango de comportamiento inelástico.

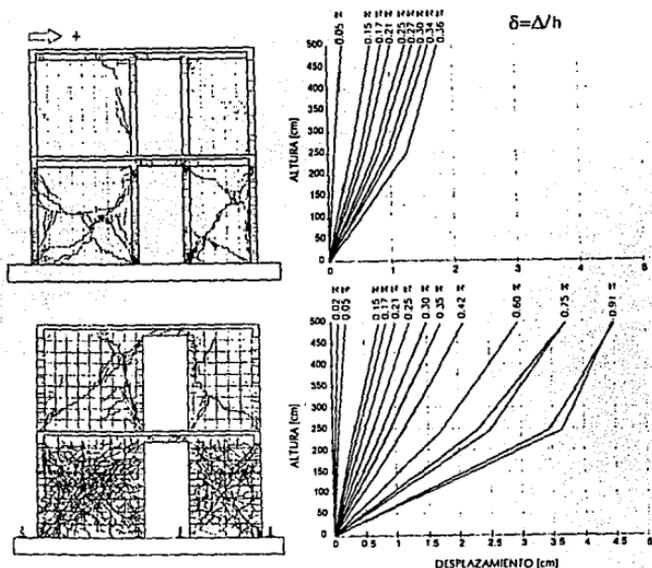


Figura 6.25 Patrón Final de Agrietamiento y Perfil de Desplazamientos Impuesto a los Modelo 3D y 3D-R

Basado en un concepto de energía, se definió como ductilidad equivalente a la ductilidad ideal o aceptable (Newmark y Hall, 1982). La ductilidad equivalente para ambos modelos se obtuvo a partir de las envolventes de respuesta cortante - distorsión de cada modelo. En la Fig. 6.26 se presenta este concepto. De acuerdo con esta figura, la ductilidad equivalente consistió en igualar el área bajo una curva bilineal idealizada y el área bajo la envolvente de los ciclos de histéresis. En ambos modelos, el valor de d_y se obtuvo fijando el valor de la cortante correspondiente a d_m para determinar una recta horizontal la cual debe tocar a la línea 2 en d_m tal que, el área contenida por ellas sea igual al área bajo

la envolvente del modelo. Debe notarse que en el último ciclo de carga existió una disminución, superior al 20%, en la capacidad ante cargas laterales una vez alcanzada la resistencia del 3D y 3D-R (21 y 34%, respectivamente). Así, se definió como d_m al desplazamiento correspondiente a la resistencia. De esta manera, para el 3D se obtuvo una ductilidad equivalente de 1.8 y 2.1, global y del NI respectivamente, mientras que para el 3D-R fue de 2.1 y 5.3, respectivamente. Debido a la diferencia en las envolventes de los modelos, no fue posible emplear una misma definición para la ductilidad de desplazamiento.

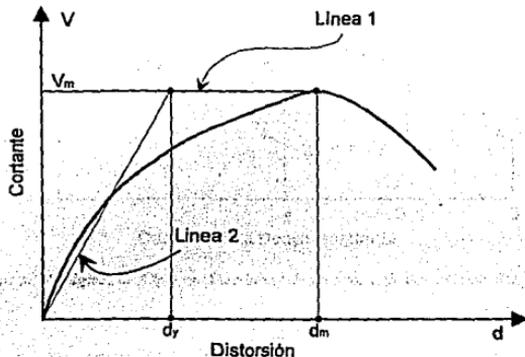


Figura 6.26 Concepto de Ductilidad Equivalente

En la Fig. 6.27 se muestra la rigidez de ciclo y la ductilidad de desplazamiento total y del NI obtenida con el primer criterio, $K_p - \mu$, para ambos modelos. En ella se puede observar que para el NI existe una tendencia lineal entre el deterioro de la rigidez inicial y la ductilidad de desplazamiento. La adición de malla de alambre en el 3D-R aumentó la capacidad de desplazamiento y, por consiguiente disminuyó la tasa de deterioro de la rigidez inicial, respecto al modelo original. Con la intención de observar la relación entre la capacidad ante cargas laterales y la capacidad de desplazamiento, en la Fig. 6.28 se muestra el índice de resistencia en función de la ductilidad de desplazamiento total y del NI, $I_r - \mu$, para ambos modelos. En el modelo original no se observa ninguna tendencia entre el aumento en la ductilidad disponible y en la capacidad ante cargas laterales. En cambio, en el modelo rehabilitado se observa que la capacidad ante cargas laterales aumenta conforme se incrementa la ductilidad de desplazamiento, con una tendencia lineal y una tasa casi constante (si se consideran los ciclos a la misma distorsión) hasta el ciclo 14 ($R_I = 0.67\%$). Esto es consistente con el aumento en las deformaciones de los alambres horizontales y la eficiencia de los paneles una vez que se fisuraron las grietas que fueron "rajueladas". Es decir, la malla de alambre incrementó la capacidad ante cargas laterales hasta el ciclo 14 y de desplazamiento hasta alcanzar la resistencia en el ciclo 16 ($R_I = 0.94\%$).

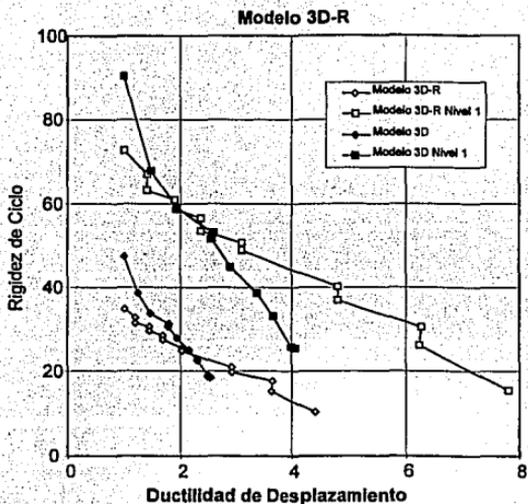


Figura 6.27 Rigidez de Ciclo vs. Ductilidad de Desplazamiento. Modelo 3D y 3D-R

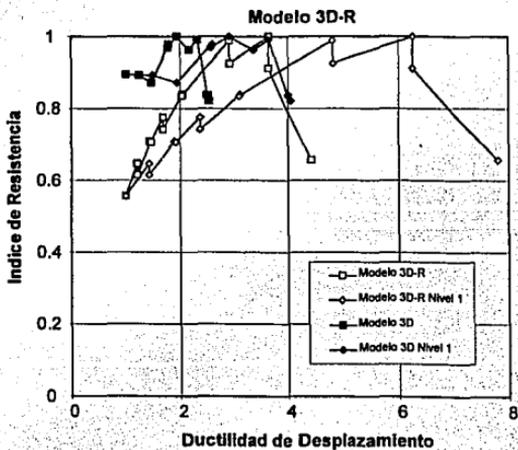


Figura 6.28 Índice de Resistencia vs. Ductilidad de Desplazamiento. Modelo 3D y 3D-R

A partir del comportamiento interno de los elementos constitutivos del 3D-R, se obtuvieron las demandas de ductilidad disponibles en el refuerzo longitudinal de los castillos del N1. La máxima ductilidad de deformación disponible en el extremo inferior de los castillos fue 8.6 (sección 5.2.1, Capítulo 5).

6.7.3 Influencia del Refuerzo Horizontal en la Ductilidad

En las Figs. 6.29 y 6.30 se muestran las curvas ductilidad de desplazamiento en el N1 - factor de eficiencia, $\mu - \eta_d$, para los paneles cuadrados (Este) y rectangulares (Oeste) de ambos muros. En los paneles cuadrados (Este) puede observarse que la eficiencia de los alambres horizontales y la ductilidad de desplazamiento aumenta a una tasa lineal hasta el ciclo 14 ($RT = 0.60\%$, $RI = 0.67\%$). A partir de este ciclo, se observa un cambio en la pendiente de la curva hasta el ciclo 16 ($RT = 0.75\%$, $RI = 0.94\%$), ya que la eficiencia aumentó (96%, en promedio) en mayor proporción que la ductilidad (31%). En los paneles rectangulares (Oeste), el aumento es lineal.

6.8 DISIPACION DE ENERGIA Y AMORTIGUAMIENTO HISTERETICO EQUIVALENTE

Los sismos de origen tectónico liberan energía, cuya cantidad depende de la longitud de la superficie de fractura. Las estructuras existentes deben ser capaces de absorber y disipar la energía sísmica con un grado de seguridad razonable. En las estructuras de mampostería confinada existen diferentes fuentes de disipación de energía, tales como la energía de deformación elástica, la energía cinemática, la energía de deformación inelástica o *histerética* y la energía por amortiguamiento viscoso.

En muros aislados sometidos a carga lateral cíclica cuasi - estática (equivalente a inducir bajas frecuencias de desplazamiento) la respuesta se caracteriza por lazos histeréticos que envuelven una amplia área. Sin embargo, ante cargas dinámicas se han medido resistencias y rigideces más altas con una menor anchura en los lazos en comparación con las pruebas cuasi - estáticas. La diferencia se ha atribuido al comportamiento de los materiales ante diferentes tasas de deformación. La respuesta inelástica de los especímenes de laboratorio, sometidos a grandes desplazamientos, no se ve afectada por la forma de los lazos histeréticos mientras posean algún amortiguamiento interno del tipo *viscoso* e *histerético*. La deformación plástica del acero de refuerzo, la fricción y la trabazón mecánica entre las superficies de los tabiques, entre otros, son mecanismos que dependen de la frecuencia de aplicación de la carga y representan una fuente de amortiguamiento que es dependiente de la frecuencia de aplicación de la carga. A este tipo de amortiguamiento se le denomina del tipo *viscoso*. Cuando el comportamiento del espécimen se caracteriza por lazos que exhiben histéresis y, por ende, disipan energía durante la etapa inelástica, ocurre otra fuente de amortiguamiento denominado *histerético*. El amortiguamiento histerético también se atribuye a la fricción entre las superficies intergranulares de los materiales durante la prueba y es independiente de la frecuencia de aplicación de carga.

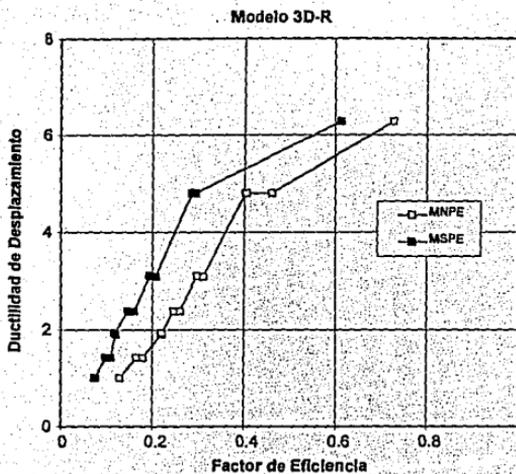


Figura 6.29 Ductilidad de Desplazamiento vs. Factor de Eficiencia. Paneles Cuadrados (Este)

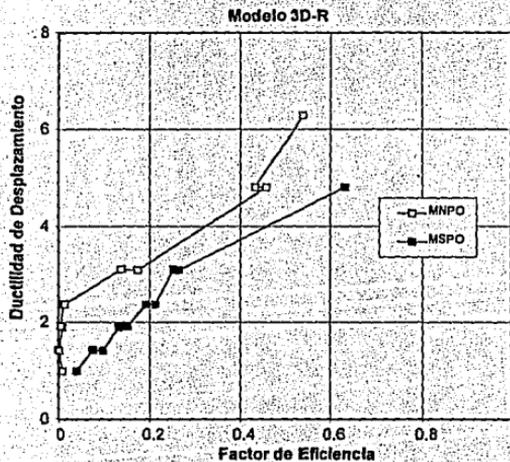


Figura 6.30 Ductilidad de Desplazamiento vs. Factor de Eficiencia. Paneles Rectangulares (Oeste)

6.8.1 Disipación de Energía

En este estudio, la *energía disipada* durante la prueba destructiva se calculó como el área dentro de los lazos de histéresis, en las curvas carga - desplazamiento. En la Fig. 6.31 se muestra este concepto. La *energía disipada acumulada* (que es la suma de las energías disipadas en ciclos anteriores) en función de la distorsión total, RT , distorsión del N1, RI , y la distorsión del N2, $R2$, se presenta en las Figs. 6.32, 6.33 y 6.34. En el primer nivel, el espécimen rehabilitado logró disipar el mismo nivel de energía acumulada final del espécimen original (para $RT = 0.35\%$ y $RI = 0.50\%$) hasta el ciclo 14 (con $RT = 0.60\%$ y $RI = 0.67\%$), alcanzando a disipar para el final del ensayo dos veces la cantidad de energía original. La diferencia en ambos modelos se debió a los mecanismos de disipación de energía, ya que mientras el modelo original disipó energía por la trabazón mecánica de la mampostería durante el desarrollo de las grietas, el modelo rehabilitado disipó energía en forma gradual conforme se aplastó el mortero y se aceleró cuando se inició el desconchamiento y, en particular, cuando aumentaron las deformaciones en los alambres horizontales de la malla. La energía disipada total para el N1 del 3D-R fue de 2.6 veces la del modelo original. La relación entre la energía disipada acumulada del 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 observado en ambos modelos, donde las deformaciones inelásticas se concentraron en el N1. Sin embargo, el N2 permaneció casi elástico en el ensayo del 3D, mientras en el 3D-R ocurrió agrietamiento por tensión diagonal en la mampostería. La energía disipada acumulada final para el N2 fue 31% de la del N1.

Para estudiar la eficiencia de la malla, se ha definido el índice de energía, I_{ef} , como la relación entre la energía disipada en cualquier ciclo y la asociada al ciclo en el cual se alcanzó la resistencia del 3D-R. Con la intención de estudiar la participación de los alambres horizontales en la capacidad de disipación de energía, en las Figs. 6.35 y 6.36 se muestra la curva índice de energía - factor de eficiencia, $I_{ef} - \eta_h$. Como se esperaba, la energía disipada aumentó en los ciclos conforme se incrementó la participación de los alambres horizontales.

De manera similar al procedimiento empleado en el inciso 6.2.1, 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

$$E_t = E_c + E_f$$

donde

- E_t es la energía disipada total,
- E_c es la energía disipada por las deformaciones de corte, y
- E_f es la energía disipada por las deformaciones de flexión.

La energía disipada por las deformaciones de corte se calculó a partir de la curva carga lateral - deformación angular promedio en los paneles de la cara Sur, $V_h - \gamma$. 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, $E_f = E_t - E_c$. Las contribuciones de las deformaciones por corte y por flexión, a la energía debida a las deformaciones por flexión se obtuvo de la diferencia entre las energías disipadas

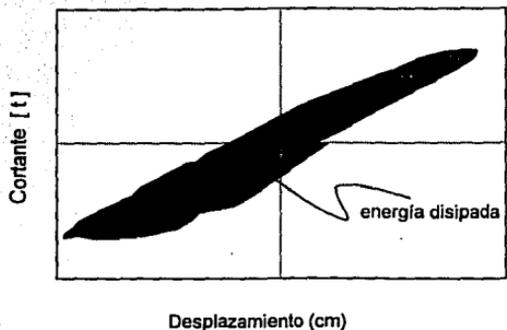


Figura 6.31 Concepto de Energía Disipada Acumulada

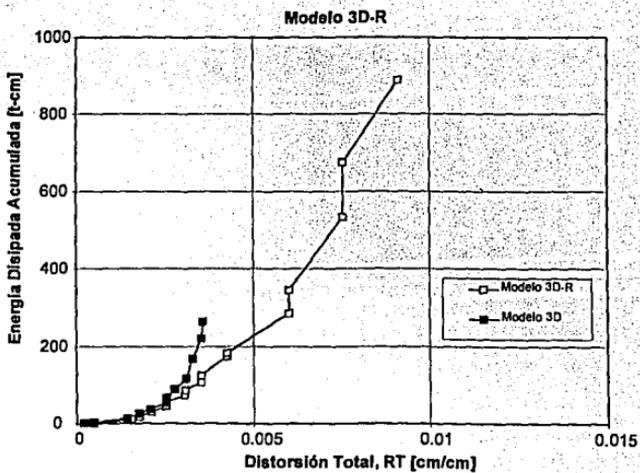


Figura 6.32 Energía Disipada Acumulada Total. Modelo 3D y 3D-R

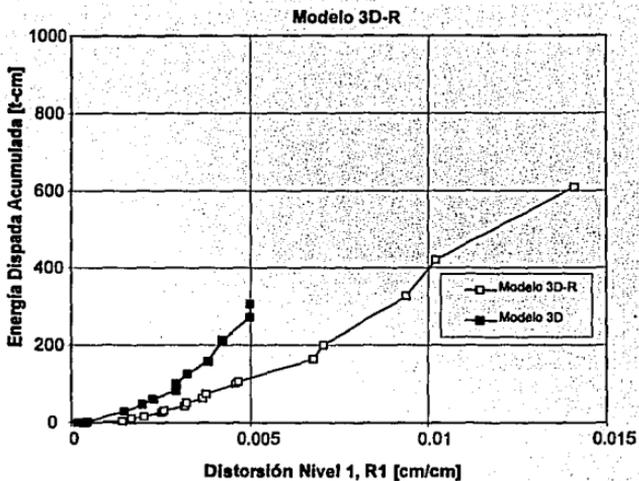


Figura 6.33 Energía Disipada Acumulada Total, Modelo 3D y 3D-R

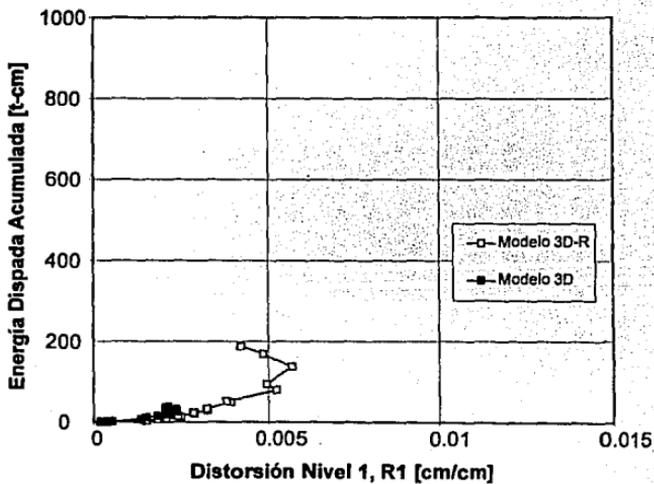


Figura 6.34 Energía Disipada Acumulada del N2, Modelo 3D y 3D-R

total y de cortante, $E_f = E_i - E_c$. Las contribuciones de las deformaciones por corte y por flexión, a la disipación de energía se obtuvieron de la siguiente relación

$$\frac{E_c}{E_i} + \frac{E_f}{E_i} = 1$$

En la Fig. 6.37 se presenta la relación E_c en función de la distorsión del N1.

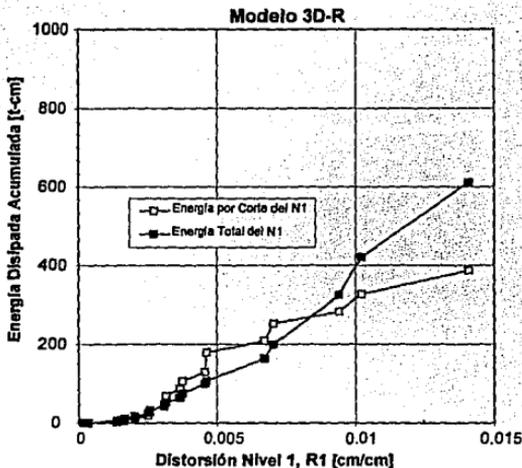


Figura 6.37 Energía Disipada Acumulada por Corte en el N1

6.8.2 Amortiguamiento Viscoso Equivalente

La respuesta dinámica de sistemas con comportamiento elástico lineal ante cualquier excitación, puede calcularse a partir de la solución de la ecuación de equilibrio dinámico. Es común suponer que la respuesta es atenuada por un amortiguador del tipo viscoso. Sin embargo, el amortiguamiento supuesto no es representativo del comportamiento y de los mecanismos de disipación de energía existentes una vez abandonado el rango elástico. La respuesta de una estructura con

comportamiento inelástico puede extrapolarse a partir de una estructura con comportamiento elástico, con igual amplitud de desplazamiento, utilizando un amortiguador equivalente. De esta manera, el *amortiguamiento histerético*, originado por la disipación de energía durante la etapa inelástica, se puede transformar a un *amortiguamiento equivalente* del tipo viscoso. La definición del amortiguamiento viscoso equivalente, H_{eq} , se presenta en la Fig. 6.38. Esta relación se utilizó para comparar la capacidad de disipación de energía en cada semiciclo.

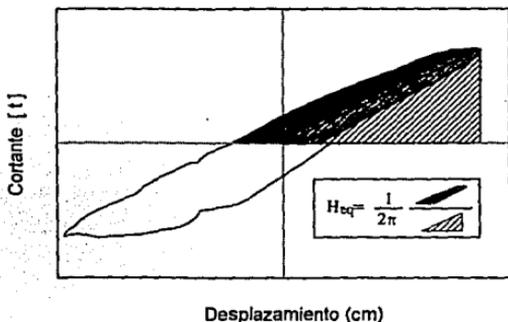


Figura 6.38 Concepto de Amortiguamiento Viscoso Equivalente, H_{eq}

El amortiguamiento viscoso equivalente, H_{eq} , en función de la distorsión total, RT , para el modelo 3D y 3D-R se presenta en las Figs. 6.39 y 6.40. Las curvas se obtuvieron para los valores máximos del cortante basal en ciclos a la misma distorsión. En el 3D, la relación de amortiguamiento no exhibe una tendencia apreciable durante el transcurso de la prueba. El H_{eq} promedio fue de 8.5% durante los semiciclos positivos y 9.7% durante los semiciclos negativos. En el 3D-R se presenta una tendencia lineal hasta el ciclo 10 ($RT = 0.35$, $RI = 0.37\%$), en ambos semiciclos, y continúa incrementándose hasta el final de la prueba. Los valores promedio de H_{eq} hasta el ciclo 10 fueron de 4.1 y 5.9% para los semiciclos positivo y negativo, respectivamente. Para el final del ensaye se calcularon valores entre 0.13 y 0.19.

6.9 PRUEBAS DE VIBRACION AMBIENTAL Y VIBRACION LIBRE

El conocimiento de las propiedades dinámicas de las estructuras (periodos de vibración, formas modales, amortiguamiento viscoso, etc.), es necesario para estimar su respuesta ante efectos sísmicos. Estas propiedades se calculan de modo rutinario durante el análisis. Sin embargo, existe poca información experimental que permita confrontarlas. Actualmente, existen técnicas para verificar, en campo, las características dinámicas de las estructuras. Estas técnicas permiten evaluar los modelos

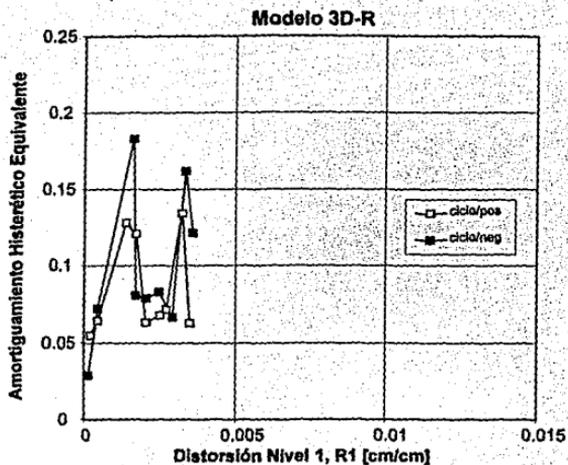


Figura 6.39 Amortiguamiento Viscoso Equivalente del Modelo 3D

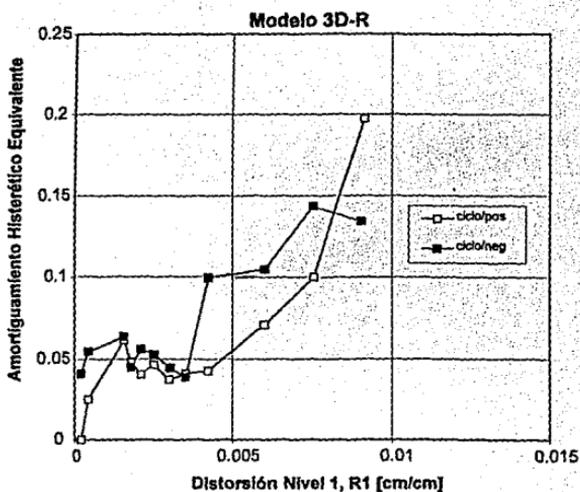


Figura 6.40 Amortiguamiento Viscoso Equivalente del Modelo 3D-R

matemáticos comúnmente usados. Empleando esta metodología, diversas estructuras en la ciudad de México han sido sometidas a ensayos de vibración ambiental (Murià y González, 1994) y, en número reducido, han sido instrumentadas (Durán y Miranda, 1994).

Las pruebas de vibración ambiental se basan en medir las vibraciones inducidas en la estructura por el ruido ambiental, utilizando servoacelerómetros de alta sensibilidad (ver acápite 2.4.1). La instrumentación de edificios permite obtener la respuesta estructural ante sollicitaciones sísmicas de diferentes magnitudes, mecanismos focales, distancias epicentrales, etc. Sin embargo, su elevado costo, debido a los aparatos y su mantenimiento, ha limitado su empleo para estimar la respuesta de edificios con distintos materiales y estructuración.

En la actualidad, a pesar de contar con refinados programas de computadora para el análisis estructural, todavía se requiere optimar los modelos matemáticos. 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 consideradas en el análisis, el efecto de agrietamiento en las secciones y la interacción suelo-estructura.

6.9.1 Propiedades Dinámicas

Para continuar el registro de las propiedades dinámicas experimentales del modelo tridimensional, se efectuaron pruebas de vibración ambiental y vibración libre una vez finalizado el ensayo destructivo del 3D-R. En las Tablas 6.3 y 6.4 se muestran las frecuencias naturales de vibración y los porcentajes de amortiguamiento crítico h_c , respectivamente, para las cuatro etapas del modelo tridimensional.

Los resultados obtenidos durante las etapas 3D y 3D-R, sugieren que el modelo rehabilitado no alcanzó a recuperar la rigidez inicial del modelo original; sólo se alcanzó el 87%. Esto es consistente con la comparación de rigideces empleando el concepto de rigidez de ciclo, dado que la rigidez inicial del 3D-R sólo alcanzó el 67% de la rigidez inicial original (ver sección 6.4.2). Aparentemente, las pruebas de vibración ambiental pueden sobre-estimar la recuperación de la rigidez inicial en una estructura de mampostería, dado que los resultados se obtienen para un rango de desplazamientos 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 ($R_T = 0.02\%$, $R_I = 0.02\%$).

Si se comparan los resultados de las etapas 3D-R y 3DR-D 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 (3D-D). Debe tenerse en cuenta que el nivel del desplazamiento total impuesto al 3D-R, para llevarlo a la falla, fue 2.5 veces el desplazamiento medido en el 3D. Las frecuencias para los muros de la dirección longitudinal y transversal fueron similares. Durante las cuatro etapas, la frecuencia del primer modo de torsión se mantuvo alejada de las frecuencias de traslación.

Tabla 6.3 Frecuencias naturales de Vibración (Hz), Identificadas a Partir de Pruebas de Vibración Ambiental

MODELO	1er. Modo f (Hz)				2o. Modo f (Hz)			
	3D	*3DD	3DR	3DRD	3D	3DD	3DR	3DRD
Longitudinal, L	15.4 (0.065)	9.7 (0.103)	13.5 (0.074)	7.0 (0.140)	52.0 (0.019)	31.0 (0.032)	33.5 (0.029)	21.7 (0.046)
Transversal, T	12.9 (0.077)	10.1 (0.099)	12.5 (0.080)	7.8 (0.128)	36.3 (0.027)	34.3 (0.030)	33.9 (0.029)	26.9 (0.037)
Torsión, R	24.7 (0.040)	17.7 (0.057)	22.1 (0.045)	11.3 (0.089)	33.5 (0.029)	47.5 (0.021)	58.9 (0.017)	34.9 (0.029)

Nomenclatura

() frecuencia natural de vibración 3D Modelo Original 3DR Modelo Rehabilitado
() periodo natural de vibración, segundos 3DD Modelo Original con Daño 3DRD Modelo Rehabilitado Dañado

Tabla 6.4 Amortiguamientos Críticos Identificados a Partir de Pruebas de Vibración Ambiental

Modelo	3D	3DD	*3DR	3DRD
Longitudinal, L	0.010	0.011	0.018	0.046
Transversal, T	0.017	0.025	0.047	0.06
Torsión, R	—	—	—	—

Finalmente, en la última etapa de prueba (3DR-D) se registraron valores de 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. Normalmente, cuando la relación de amortiguamiento crítico h_c , se encuentra entre 2 y 7% no ocurren errores significativos en el cálculo de la respuesta elástica (Paulay y Priestley, 1992).

6.10 MODO DE FALLA

De acuerdo con el patrón de daño final exhibido en el modelo 3D-R, las deformaciones angulares y rotaciones de los paneles y el análisis de resultados (caracterizado por los parámetros definidos tal como: el factor de eficiencia de los alambres horizontales, el índice de rigidez, de resistencia y de disipación de energía), se pudo definir el modo de falla.

Las deformaciones inelásticas se concentraron en el N1. El patrón final de daño en los paneles de la cara Norte, con nueve clavos/m², exhibió un agrietamiento distribuido de manera uniforme. En los paneles de la cara Sur, con seis clavos/m², el agrietamiento fue menos uniforme y con tendencia a concentrarse sobre la diagonal del tablero. La influencia de la flexión sólo fue significativa hasta el tercer ciclo ($RT = 0.15\%$, $RI = 0.14\%$), decreciendo conforme se fisuraron las grietas que fueron "rajueledas" y aumentó el nivel de distorsión. Posteriormente, continuó con una relación entre las deformaciones por flexión y corte casi constante, hasta el ciclo 14 ($RT = 0.60\%$, $RI = 0.67\%$). Las deformaciones angulares en los paneles del N1 aumentaron considerablemente a partir del ciclo 12 ($RT = 0.42\%$, $RI = 0.46\%$). El aumento en la eficiencia de los alambres horizontales, η_h , en su participación a la resistencia, varió con el nivel de distorsión y la relación de aspecto de los paneles. El aumento significativo en la eficiencia coincidió con el agrietamiento por tensión diagonal en las grietas que fueron "rajueledas". La participación de los alambres horizontales tiende a incrementarse en forma lineal con el índice de resistencia, I_r , hasta el ciclo 14 ($RT = 0.60\%$, $RI = 0.67\%$). Asimismo, la contribución de los alambres horizontales a la rigidez sólo fue significativa una vez que ocurrió el agrietamiento del "rajueleado". Al aumentar el nivel de distorsión, el deterioro de la rigidez inicial disminuyó (representado por el parámetro I_d) y la eficiencia aumentó con una tendencia casi lineal hasta el ciclo 14 ($RT = 0.60\%$, $RI = 0.67\%$). Lo anterior se atribuyó a que los alambres horizontales controlaron el aumento en la anchura de las grietas inclinadas y, por consiguiente, el deterioro de la rigidez. A 0.75% de distorsión total ($RI = 0.94\%$), el refuerzo alcanzó su máxima eficiencia (64%). La eficiencia máxima de los alambres se alcanzó con un claro dominio de las deformaciones por corte, caracterizado por el aumento de las deformaciones angulares. Es interesante notar que la capacidad del 3D-R en el ciclo 14 ($RT = 0.60\%$, $RI = 0.67\%$) correspondió al 98% de la resistencia, es decir, a partir de esta etapa sólo existió un aumento significativo en su capacidad de desplazamiento lateral (25% y 40% para RT y RI , respectivamente) atribuida a la participación de los alambres horizontales.

El deterioro en la capacidad coincidió con el aplastamiento del recubrimiento y la fractura del núcleo de concreto, debido a compresión por flexión del espécimen, de los castillos interiores, la fluencia por flexión de las varillas longitudinales, el aplastamiento del mortero de recubrimiento, la rotura de los alambres horizontales de la malla y el desprendimiento de los anclajes utilizados. Así, el modo de falla en el modelo 3D-R fue dominado por las deformaciones por corte. Las deformaciones por flexión sólo se presentaron ante pequeños desplazamientos (0.1 cm).

CAPITULO 7

CONSIDERACIONES DE EVALUACION, DISEÑO, CONSTRUCCION Y ANALISIS

7.1 INTRODUCCION Y ALCANCE

En este capítulo se presentan las consideraciones para la evaluación, diseño, construcción y análisis de estructuras de mampostería confinada rehabilitadas mediante la adición de malla de alambre y recubrimiento de mortero. Las recomendaciones se basan en las incidencias observadas durante la etapa constructiva, el comportamiento observado durante el ensayo destructivo y el análisis de resultados de la prueba de un espécimen tridimensional de dos niveles a escala natural construido con mampostería confinada, reparado y reforzado empleando esta técnica de rehabilitación. En general, el criterio de diseño y el procedimiento constructivo empleados en este estudio fueron satisfactorios. Sin embargo, es necesario continuar investigando las variables que inciden en el comportamiento (por ejemplo: el efecto de la cuantía de refuerzo horizontal y vertical, el tipo de anclaje, entre otras), para poder proporcionar guías cuantitativas que permitan rehabilitar estructuras de mampostería confinada con mallas de acero.

7.2 CONSIDERACIONES DE EVALUACION

Como se mencionó y describió en el Capítulo 1, cualquier estructura dañada por un sismo debe seguir un proceso de rehabilitación estructural. El proceso se dividió en tres etapas básicas:

- 1) Inspección visual y levantamiento de los daños.
- 2) Clasificación y evaluación preliminar de los daños.
- 3) Elección del método de reparación y/o refuerzo adecuado.

Para la primera etapa se recomienda contar con el material de trabajo mínimo (flexómetro, grietómetro, etc.) y recopilar la información mediante un formato elaborado previamente (que incluya la identificación del inmueble, el sistema estructural empleado, el tipo de cimentación, entre otros). En las edificaciones a base de muros de mampostería, en la primera etapa se debe prestar especial atención a identificar si se trata de muros de mampostería confinada o reforzada, si existen asentamientos cerca de la construcción, deterioro de las piezas por la humedad o el interperismo. Es necesario evaluar la cantidad y distribución de muros en las dos direcciones, la cantidad y disposición de aberturas (puertas, ventanas, etc.), la anchura e inclinación de las grietas en la superficie de la mampostería y las dallas o castillos (principalmente en la zona central de los muros o en la más afectada), la extensión de las grietas inclinadas hasta los castillos, la cantidad de refuerzo longitudinal y la separación de los estribos en los castillos (en lo posible, revisar si existió plegamiento de las varillas), el aplastamiento del concreto en el recubrimiento o parte del núcleo, la cantidad y el porcentaje respecto al total de los elementos no-estructurales afectados (muros divisorios, elementos de fachada, recubrimientos, plafones, etc.). Para prevenir mayor daño o colapso ante réplicas, se sugiere adoptar medidas de emergencia para asegurar el funcionamiento temporal del inmueble como el apuntalamiento vertical del sistema de piso o dallas y el soporte lateral de los muros.

Una vez finalizada la inspección inicial, es posible elaborar una clasificación y evaluación preliminar del daño observado, así como plantear las medidas a seguir. Para facilitar esta etapa, se presenta la Tabla 1.1 (Iglesias *et al.*, 1988) para clasificar el tipo de daño y obtener una evaluación preliminar del inmueble en función de la anchura de las grietas observadas en la superficie de los muros de mampostería. Además de este criterio, debe tenerse en cuenta lo siguiente:

1) La evaluación de campo debe ser acompañada del juicio ingenieril, ya que es diferente observar grietas de determinada anchura en muros aislados, que encontrar el fisuramiento en forma generalizada. Asimismo, la inclinación de las grietas puede indicar el tipo de falla y la causa del daño.

2) El daño en los castillos, ya que proporcionan mecanismos resistentes (como la acción de dovola del refuerzo longitudinal, la resistencia a cortante de concreto y los estribos) no considerados en la normatividad vigente y contribuyen de modo determinante a la estabilidad del muro ante cargas gravitacionales.

3) El tipo de mampostería. Así, si el muro no posee refuerzo interior (vertical y horizontal) la anchura de las fisuras será mayor para el mismo nivel de desplazamiento que si está reforzado. La relevancia de lo anterior radica en que en los muros reforzados, una anchura baja (comparada con aquella en muros sin refuerzo) no significa necesariamente que la resistencia remanente (hasta alcanzar el valor máximo) sea considerable. Es decir, una anchura pequeña puede asociarse a un nivel cercano a la capacidad de la estructura.

Con el fin de proporcionar información para desarrollar un método simplificado para la evaluación de la capacidad ante cargas laterales de edificaciones de mampostería, en la Tabla 7.1 se presenta el esfuerzo cortante promedio en los paneles de mampostería, v_m , y la anchura de las grietas inclinadas en la mampostería para diferentes niveles de distorsión del modelo original. El esfuerzo cortante promedio se obtuvo con las dimensiones nominales de los muros longitudinales (panel de mampostería y castillo). De esta manera, se consideró uniforme el área para resistir los esfuerzos cortantes durante el desarrollo de la prueba. Las grietas inclinadas fueron seleccionadas al azar una vez producido el agrietamiento en forma de "X" en todos los paneles del espécimen para ambas direcciones de carga. La anchura de muretes de grietas se midió en un punto cercano al centro de los paneles cuadrado (Este) y rectangular (Oeste) de la cara Norte.

Las grietas se midieron en el pico de cada semiciclo; sin embargo, se reconoce que las anchuras no se pueden medir durante un evento sísmico. La anchura de las grietas en el panel cuadrado (Este) fueron simétricas, pero no lo fue para el panel rectangular (Oeste), en el cual para los semiciclos negativos se midieron las mayores anchuras. Como puede verse, el valor de v_m para el inicio del fisuramiento inclinado ($RT = 0.13\%$, $RI = 0.13\%$), fue ligeramente inferior (7%) al esfuerzo cortante de diseño, \bar{v} , supuesto en el diseño del modelo 3D ($3.5 \text{ kg/cm}^2 = 0.34 \text{ MPa}$) y recomendado por la normatividad vigente (DDF, 1987b). Conviene recordar que los valores recomendados de \bar{v} se obtuvieron del ensaye de muretes cuadrados ensayados a compresión diagonal, para diferentes tipos de piezas y morteros. Para la distorsión asociada a la resistencia del 3D ($RT = 0.30\%$, $RI = 0.36\%$), los valores promedio de v_m son ligeramente mayores (12%) al valor de \bar{v} . Así, el esfuerzo cortante promedio resistente fue de 3.9 kg/cm^2 (0.38 MPa). Como se discutió en el Capítulo 6 (sección 6.6.3), el incremento en la capacidad ante cargas laterales una vez iniciado el agrietamiento inclinado se atribuyó a diferentes mecanismos resistentes. Entre los mecanismos que participan se encuentran la fricción y la trabazón entre las grietas de la mampostería y, principalmente, la acción de dovola de las varillas

longitudinales en los castillos (54% de la capacidad adicional). Para el estado de daño final del 3D (Capítulo 4), el esfuerzo cortante promedio fue de 3.3 kg/cm² (0.32 MPa).

A partir del comportamiento observado durante el ensayo destructivo del modelo 3D, se presenta la Tabla 7.2. En esta tabla se relaciona el grado de daño en la superficie de los muros del espécimen original con el nivel de distorsión, el nivel de deterioro de sus propiedades estructurales (resistencia y rigidez) y su clasificación aproximada de acuerdo con la Tabla 1.1 (Iglesias *et al.*, 1988).

Tabla 7.1 Esfuerzo Cortante Promedio y Anchura de Grietas del Modelo 3D

Distorsión [%]		Anchura de las Grietas Inclgadas [mm]				Esfuerzo Cortante Promedio, v_m [kg/cm ²]	
		Ciclo Positivo		Ciclo Negativo		Ciclo Positivo	Ciclo Negativo
Total RT	Nl. RI	PE	PO	PE	PO		
0.04	0.04	---	---	---	---	1.9	2.0
0.13	0.13	---	---	---	---	3.4	3.1
0.17	0.20	---	---	---	---	3.4	3.4
0.21	0.23	1.8	0.6	5.0	5.0	3.8	3.8
0.27	0.32	4.0	0.6	6.0	7.0	4.0	3.8
0.33	0.42	3.0	0.3	4.0	13.0	3.8	3.5
0.35	0.50	1.2	5.0	1.1	21.0	3.3	3.3

PE Panel Este (Cuadrado)
 PO Panel Oeste (Rectangular)

Tabla 7.2 Grado de Daño y Propiedades Estructurales del Modelo 3D

Grado de Daño	Distorsión [%]		K / K _c		V / V _{max} V _{max} = 40.5 t (397.3 kN)	Correspondencia Aproximada con la Tabla 1.1 (Giguelis, et al., 198)
	Total, R/R	NI, R/R	Total K _c = 110.4 t/cm	NI K _c = 249.3 t/cm		
Fisuras horizontales, por flexión, en los castillos. Fisuras verticales, por flexión, en las dadas cercanas al paño de los castillos.	0.04	0.04	0.79	0.78	0.50	Ligero
Primer agrietamiento de la mampostería, por tensión diagonal o cortante.	0.13	0.13	0.43	0.36	0.85	Ligero
Inicio de la penetración del fisuramiento inclinado en los extremos de los castillos.	0.17	0.20	0.35	0.27	0.89	Fuerte
Agrietamiento en forma de "X" en todos los paneles de mampostería.	0.21	0.23	0.31	0.24	0.98	Fuerte
Se alcanza la resistencia del espécimen. Se registró el primer aplastamiento del concreto. Agrietamiento horizontal distribuido en la altura de los castillos.	0.27	0.32	0.25	0.18	1	Fuerte
Concentración de grietas diagonales en los extremos de los castillos. Desconchamiento del recubrimiento de concreto	0.33	0.42	0.21	0.13	0.99	Grave
Concentración de daño en los extremos inferiores de los castillos. Plegamiento del refuerzo longitudinal (deformación en "S").	0.35	0.50	0.16	0.10	0.82	Grave

Con el uso de la Tabla 7.2, puede asociarse el grado de daño observado en una estructura de mampostería confinada con la capacidad ante cargas laterales y la rigidez lateral remanentes. Dada la importancia de los castillos (ver sección 7.4.3), se sugiere clasificar el grado de daño de una estructura de mampostería, adicionalmente a la anchura de las grietas en la superficie de la mampostería, de la siguiente manera:

- a) Ligero. Sin daño aparente, ligeras fisuras horizontales en los extremos;
- b) Fuerte. Con daño incipiente, indicios de incursión de las grietas inclinadas en la mampostería;
- c) Grave. Con daño severo, grietas inclinadas que incursionan en los extremos de los castillos.

Para fines de este estudio, se propone considerar como rigidez remanente, K_r , a la obtenida para el grado de daño clasificado como Grave según la Tabla 1.1 (Iglesias *et al.*, 1988) la cual correspondió al 10% de la rigidez inicial, K_0 aproximadamente. La capacidad remanente ante cargas laterales, V_m , se consideró como el 82% del cortante basal máximo alcanzado por el espécimen original, que equivale a un esfuerzo cortante promedio de 3.3 kg/cm^2 (0.32 MPa). Este valor ($33.1 \text{ t} = 324.7 \text{ kN}$) es mayor en 11% a la cortante resistente de diseño, $V_{R,DDF}$, obtenida con la expresión propuesta en la normatividad (DDF, 1987b) y con factor de resistencia de 1.0 ($29.7 \text{ t} = 291.4 \text{ kN}$). Como se mencionó en el Capítulo 3 (sección 3.2.2), el V_m considerado puede considerarse como el mínimo disponible para estimar la capacidad remanente, aun cuando se realice la restitución de piezas dañadas, el rajueado de las grietas principales en la mampostería y la sustitución del concreto fracturado por concreto nuevo en los extremos de los castillos (si fueron dañados).

6.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

En el Capítulo 3 se discutió la influencia del refuerzo vertical y horizontal en la resistencia de muros (sección 3.3.1). En resumen, en muros esbeltos (con relación de esbeltez h_w/l_w mayor a dos) es indispensable la colocación de refuerzo horizontal para resistir parte del cortante. Sin embargo, también es importante colocar refuerzo vertical para garantizar el equilibrio de fuerzas. Así, se concluye que en muros robustos (con relación de esbeltez h_w/l_w menor o igual a dos), el cortante solamente se puede resistir si se coloca refuerzo vertical. Es práctica común que en muros robustos de concreto reforzado, la cuantía mínima de refuerzo, tanto horizontal como vertical, sea igual a 0.25%.

La evidencia experimental ha mostrado que la anchura de las grietas inclinadas que siguen la diagonal de los paneles, varía con la longitud de las mismas (siendo mayor hacia el centro del panel). Así, aceptando una adecuada adherencia y la compatibilidad de deformaciones entre los alambres horizontales de la malla y el mortero, puede considerarse proporcional a las deformaciones en los alambres la anchura de las grietas diagonales. De esta manera, la contribución de los alambres horizontales no es uniforme a lo largo de la grieta diagonal. En las Figs. 5.17 a 5.20 (Capítulo 5, sección 5.2.4), se presentó la distribución de deformaciones en los alambres, tanto horizontales como verticales, durante los ciclos positivos para los dos paneles. En los alambres horizontales, las deformaciones se incrementaron conforme aumentó el nivel de desplazamiento, sin mantener una distribución uniforme a lo largo de la diagonal del panel de mampostería. La tendencia fue no uniforme en los alambres verticales, aumentando las deformaciones con el nivel de desplazamiento, pero en menor proporción que en los alambres horizontales. Las deformaciones en los alambres verticales fueron del orden del 50% de las medidas en los horizontales.

7.3.1 Resistencia de Diseño a Cortante

Idóneamente se puede suponer que la evaluación de la capacidad de la capacidad última ante cargas laterales, V_u , de un muro rehabilitado de mampostería confinada consiste en cuantificar la participación de la mampostería, V_m , de los elementos confinantes, V_{cc} , de la malla de alambre, V_{am} , y del recubrimiento de mortero, V_c . Este criterio de superposición es consistente con el seguido en estructuras de concreto reforzado para la determinación de la resistencia al corte.

En esta investigación, para la resistencia ante cargas laterales se consideró la contribución de la malla de alambre, V_{am} , y la resistencia remanente del modelo original, V_m (Capítulo 2, sección 2.3.2). En la participación de la malla de alambre no se consideró la influencia de los alambres verticales, sólo se consideraron los alambres horizontales ya que como se dijo trabajan para mantener el equilibrio de fuerzas por la formación del puntal inclinado de compresión en la mampostería. En el valor de V_m se considera incluida la contribución de la mampostería y de los elementos confinantes.

La participación de los alambres horizontales a la resistencia se calculó con la siguiente expresión (Ec. 3.3)

$$V_m = \frac{a_{sh} f_y d}{s} \eta_h$$

donde a_{sh} es el área de los alambres horizontales en una hilada separados una distancia s , f_y el esfuerzo nominal de fluencia de los alambres de la malla, d es el peralte efectivo del muro igual a la distancia entre el centroide del refuerzo longitudinal del castillo y la fibra a compresión extrema y η es un factor de eficiencia.

El factor de eficiencia, η_h , considera que la totalidad de los alambres no alcanza la fluencia de modo uniforme. Como se discutió en el Capítulo 6 (sección 6.3), el *factor de eficiencia*, η_h , se calculó como el promedio de las relaciones entre la fuerza medida en los alambres horizontales que cruzan la grieta diagonal, V_l , y la fuerza cortante de "fluencia" del refuerzo horizontal, V_y , de acuerdo con la siguiente expresión

$$\eta_l = \frac{V_l}{V_y}$$
$$\eta_h = \frac{\sum \eta_l}{n}$$

donde n es el número de alambres que cruzan la grieta diagonal. La fuerza V_f se calculó como el producto del esfuerzo nominal de fluencia, f_y , y el área nominal de la sección transversal de un alambre, a_w . Para estimar el esfuerzo a tensión en los alambres, a partir de la deformación medida, se utilizó un modelo esfuerzo - deformación bilineal (Capítulo 5, Fig. 5.2).

De esta manera, los valores máximos de la eficiencia se calcularon en el panel cuadrado (Este) y coincidieron con la resistencia del modelo 3D-R (ciclo 16, $R_I = 0.94\%$). El valor máximo de h_d fue 0.73, para el semiciclo positivo, y 0.76, para el semiciclo negativo. La eficiencia máxima promedio para los dos tableros fue de 65% y se presentó a una distorsión del-N1 entre 0.67% y 0.75%. Es interesante notar que la eficiencia en los paneles cuadrados (con relación h_w/l_w igual a 1) fue mayor a la eficiencia calculada en los paneles rectangulares (con relación h_w/l_w igual a 1.5) en 29 y 6% en la cara Norte y Sur, respectivamente. Esto se atribuyó a la mayor rigidez en los paneles cuadrados (Este). Para fines de diseño de la rehabilitación se había adoptado un valor uniforme de 0.67 para los paneles cuadrados y rectangulares, el cual fue prácticamente igual a la eficiencia máxima promedio para los paneles con ambas relaciones de aspecto. No obstante, resultó ligeramente menor (4%) que la eficiencia máxima promedio para los paneles cuadrados (Este).

Así, se sugiere dar preferencia a los paneles cuadrados respecto a los rectangulares cuando se decida rehabilitar una estructura de mampostería confinada mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero. Para fines de diseño, puede emplearse un factor de eficiencia h_d de 0.6 para muros cuadrados (con relación h_w/l_w menor o igual a 1) y de 0.5 para muros rectangulares (con relación h_w/l_w igual a 1.5).

7.3.2 Resistencia a Cortante por Flexión

Para fines de este estudio, la resistencia a la flexión en el plano de los paneles de mampostería en el modelo 3D se calculó con las expresiones propuestas por la normatividad vigente (ver Capítulo 1, sección 1.3.3). El cortante basal asociado a la falla por flexión del espécimen se obtuvo a partir de un criterio plástico, suponiendo el mecanismo de falla ilustrado en la Fig. 2.4 y considerando una distribución triangular de fuerzas invertida sobre la altura del modelo. El mecanismo ilustrado consideró la resistencia a la flexocompresión en paneles de mampostería (incluyendo el efecto de la carga axial) y a flexión en la dala (suponiendo una sección "T" equivalente, considerando que la dala y la losa maciza actúan en conjunto), la longitud de la dala de acoplamiento y la zona rígida en cada panel.

Sin embargo, se hizo notar que las expresiones de diseño para calcular la resistencia a flexión en muros de mampostería fueron propuestas a partir del ensayo de elementos aislados. Este hecho limita el cálculo de la cortante basal asociada a la falla por flexión, ya que se debe tener en cuenta el efecto de acoplamiento del sistema de piso y la restricción de los muros transversales. Asimismo, los códigos de diseño actuales no proporcionan recomendaciones para evaluar la capacidad a flexión en el plano de secciones compuestas (por ejemplo, mampostería-mortero). Estas faltas dificultaron la estimación de la resistencia a cortante por flexión. En forma conservadora, la cortante basal obtenida con el mecanismo de falla supuesto empleando las dimensiones reales y las propiedades promedio de los materiales (Capítulo 2, sección 2.3.3) se consideró como un límite inferior del Modelo 3D-R.

7.3.3 Resistencias Esperadas y Medidas del Modelo 3D-R

El nivel de recuperación estructural que se deseaba alcanzar era la restitución y aumento en la capacidad ante cargas laterales alcanzado por el modelo original, permitiendo estudiar el modo de falla y los mecanismos resistentes a cortante. La rehabilitación se diseñó para que la estructura fallara por corte.

Se evaluó la resistencia que proporcionaban dos tipos de malla de uso común en la construcción mexicana, dispuestas por una o ambas caras, para ser comparada con la resistencia asociada a la falla por flexión y la del modelo original (ver Fig. 3.4, sección 3.3.4). De esta manera, sólo se requirió colocar malla de alambre por una cara, para obtener el nivel de recuperación estructural deseado. Se eligió una malla de alambre electrosoldado, liso, calibre 10 (3.8 mm de diámetro) y 15 cm de separación entre los alambres, en ambas direcciones, con denominación comercial M6x6/10-10. Así, la resistencia de diseño a cortante lateral para el 3D-R, V_u , fue de 66.9 t (655.9 kN).

La resistencia del modelo 3D-R fue 1.58 veces para el ciclo/pos ($RI = 0.94\%$, $RT = 0.75\%$) y 1.69 veces para el ciclo/neg ($RI = 0.83\%$, $RT = 0.75\%$) la medida en el modelo original. El valor de V_u difirió en 4%, en promedio, de la resistencia medida experimentalmente. Como se mencionó en el Capítulo 4 (sección 4.3.5), la capacidad del 3D-R en el ciclo 14 ($RT = 0.60\%$, $RI = 0.67\%$) correspondió al 98% de la resistencia, es decir, a partir de esta etapa sólo existió un aumento significativo en su capacidad de desplazamiento lateral. Para este nivel de distorsión, la eficiencia de los alambres horizontales no había alcanzado los valores máximos (ver Capítulo 6, sección 6.3).

6.3.4 Criterio de Diseño

Cuando se decida rehabilitar una estructura de mampostería confinada mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero se sugiere dar preferencia a los paneles cuadrados respecto a los rectangulares, dada la mayor rigidez en su plano y que se alcanza una mayor eficiencia en la participación de la malla.

En el Capítulo 6 se discutió que una buena aproximación para calcular la resistencia ante cargas laterales, V_u , fue la relación

$$V_u = F_R (V_{R,RDF} + (\sum \eta_A V_{sm} + 2V_{db}))$$

donde $V_{R,RDF}$ se calcula de acuerdo con el inciso 4.3.1 de la norma respectiva (DDF, 1987b), usando un F_R igual a 1.0; V_{sm} se determina de acuerdo con la Ec. 3.2 (Capítulo 3, sección 3.3.2) y V_{db} según la Ec. 6.1 (Capítulo 6, sección 6.6.3). Se sugiere emplear un factor de eficiencia η_A de 0.5 para los muros rehabilitados, tanto cuadrados (con relación h_w/l_w menor o igual a 1) como rectangulares (con relación h_w/l_w mayor o igual a 1.5). Esta eficiencia se logra alcanzar si se asegura un anclaje adecuado de la malla (ver sección 7.4.5). Asimismo, para tener en cuenta las incertidumbres inherentes al proceso constructivo, participación de los mecanismos resistentes, eficiencia de la malla, etc., se recomienda

emplear un factor de reducción de resistencia, F_R . De manera conservadora, puede emplearse un valor de F_R igual a 0.8.

Los resultados obtenidos sugieren que la malla de alambre y recubrimiento de mortero puede emplearse, además de reparación y refuerzo de una estructura con un grado de daño severo, de la siguiente manera

1) Disminuir áreas de mampostería en la construcción de nuevas edificaciones mediante el refuerzo de los muros dispuestos en puntos estratégicos y, por ende, la disminución del costo de construcción.

2) Aumento en la capacidad ante cargas laterales en estructuras de mampostería confinada que no cumplan con la densidad de muros requerida por la normalividad, sin necesidad de incrementar el número de muros en planta. En la Fig. 7.1 se muestra la densidad de muros requerida para el Distrito Federal y Guerrero en edificios típicos sobre terreno blando.

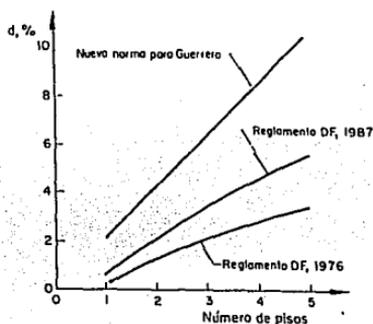


Figura 7.1 Densidad de Muros Requerida por las Normas en Edificios Típicos sobre Terreno Blando (Melí, 1994)

Sin embargo, debe notarse que para un mismo nivel de distorsión, los muros de mampostería reforzados y los no reforzados presentan diferentes capacidades ante cargas laterales, rigidez y, por consiguiente, el grado de daño (ver Fig. 7.2). Por ejemplo, es interesante notar que para el nivel de distorsión asociado a la resistencia del 3D ($RT = 0.30\%$, $RI = 0.36\%$), la capacidad ante cargas laterales del modelo 3D-R la excedía en 1.12 veces. Si se compara el nivel de distorsión asociado a resistencia del modelo original y el modelo rehabilitado ($RT = 0.75\%$, $RI = 0.94\%$), el desplazamiento lateral del N1 en el 3D-R excedía en 2.6 veces al del modelo original. Asimismo, cabe recordar que la resistencia y la rigidez del modelo original disminuyeron cuando las grietas inclinadas en la mampostería incursionaron a los extremos de los castillos. ($RT = 0.34\%$, $RI = 0.42\%$). Si

durante un evento sísmico se alcanzan grandes distorsiones de entrepiso, los muros de mampostería confinada sin refuerzo exhibirán un grado de daño mayor respecto a los muros rehabilitados con malla de alambre y, por consiguiente, existirá diferencia en sus propiedades estructurales.

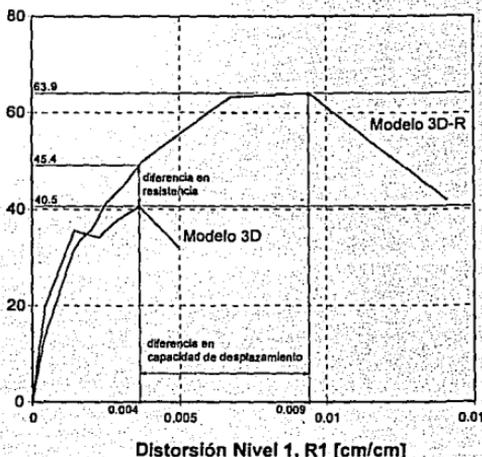


Figura 7.2 Diferencias en las Propiedades Estructurales de los Modelos 3D y 3D-R

Para tomar en cuenta esta incompatibilidad en resistencia, rigidez y capacidad de deformación se sugiere que los muros rehabilitados tomen un alto porcentaje de la fuerza cortante actuante, por ejemplo el 80%. De esta manera, la resistencia a cortante lateral estaría dada por la siguiente relación:

$$V_R \leq \alpha \sum V_{malla} + \beta \sum V_{sin\ malla}$$

donde V_R es la fuerza cortante actuante; $\sum V_{malla}$ es la capacidad ante cargas laterales proporcionada por los muros de mampostería rehabilitados con malla de alambre y recubrimiento de mortero; calculada con el criterio propuesto en este estudio (Ec. 3.3, sección 3.3.2); y $\sum V_{sin\ malla}$ es la resistencia a cargas laterales de los muros de mampostería sin refuerzo y, α y β son los porcentajes de la fuerza cortante actuante que deben resistir los muros rehabilitados con mallas de acero y sin

rehabilitar, respectivamente. Como se discutió en el Capítulo 6 (sección 6.6.3), una buena aproximación para estimar la resistencia ante cargas laterales en muros de mampostería confinada sin refuerzo puede expresarse de la siguiente manera

$$V = V_{\text{sin malla}} = V_{R, RDF} + 2V_{do}$$

donde $V_{R, RDF}$ se calcula con las expresiones de la normatividad actual (inciso 4.3.1; DDF, 1987b), utilizando un F_R unitario y $\nu^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ (0.34 MPa), y V_{do} según la Ec. 6.1 (Capítulo 6, sección 6.6.3). Cuando los muros de mampostería confinada se encuentren dañados por sismo, se sugiere considerar la capacidad remanente ante cargas laterales, V_m , igual a la resistencia al agrietamiento inclinado señalado en la normatividad vigente (DDF, 1987b), de acuerdo a la siguiente expresión

$$V = V_{\text{sin malla}} = V_{R, RDF}$$

Dependiendo del grado de daño, se sugiere el relleno de las grietas principales en la superficie de la mampostería con mortero común y en zonas muy dañadas con pedacería de tabique.

6.4 CONSIDERACIONES DE CONSTRUCCION

6.4.1 Materiales

Los materiales empleados en la reparación de un elemento estructural deben presentar propiedades mecánicas similares a los materiales existentes, a fin de evitar fallas por adherencia y/o el aplastamiento de la superficie de contacto. Es importante conocer, en lo posible, la calidad actual de los materiales existentes y llevar un control de calidad de los materiales nuevos. Debe buscarse la compatibilidad en las propiedades mecánicas (como la resistencia a la compresión, módulo de elasticidad, etc.) y las propiedades asociadas a efectos del tiempo y la temperatura (como la contracción por secado y el flujo plástico). En términos generales, los materiales que van a estar en contacto con el elemento original deben reunir las siguientes propiedades: durabilidad, baja contracción y flujo plástico, adherencia adecuada y, en caso de ser necesario, resistencia temprana. Una descripción más detallada acerca de éstas propiedades puede encontrarse en la literatura (Terán, 1988).

En este estudio, los nuevos materiales utilizados en la rehabilitación del espécimen original consistieron en la malla de alambre electrosoldado, para incrementar la capacidad ante cargas laterales de los muros de mampostería, en el mortero de cemento convencional, para el relleno de las grietas y el recubrimiento de la malla, y en el concreto, para el refuerzo de los castillos interiores. Los materiales empleados en la rehabilitación fueron muestreados para obtener sus propiedades mecánicas (ver Capítulo 3). La calidad promedio de los alambres de la malla utilizada fue ligeramente superior (3%) al esfuerzo de fluencia nominal.

El mortero convencional es una mezcla de cemento, arena y agua, en cantidad necesaria para obtener una mezcla trabajable, siendo recomendable para el relleno de grietas con anchura mayor a 0.5

mm. El mortero se dosificó en proporción 1:4 en volumen (proporción común en la práctica tradicional). La resistencia a la compresión del mortero correspondió a un mortero del tipo I, según lo establece la norma respectiva (DDF, 1987b). Cuando la anchura de las grietas es inferior a 0.5 mm es conveniente utilizar una lechada de cemento (mezcla fluida de cemento y agua) para el relleno de las mismas. Tanto en el mortero como en la lechada de cemento, un exceso de agua puede provocar fisuras por la contracción por fraguado de la mezcla. Por razones económicas, no se justifica el uso de ningún tipo de aditivo. No se considera necesario el uso de resinas epóxicas para el relleno de las grietas. Debe tenerse en cuenta que el empleo de productos y mezclas epóxicas requiere mano de obra especializada, dado que el manejo y la inyección son procedimientos laboriosos. Es recomendable llevar a cabo una evaluación costo/beneficio cuando se piense utilizar productos epóxicos en muros de mampostería. Se puede adelantar que para edificios de vivienda económica no es viable el uso de resinas epóxicas. La resistencia a la compresión del concreto, f'_c , utilizado en la reparación de los castillos fue similar a la del concreto existente. En la literatura se recomienda que el f'_c del nuevo elemento sea mayor, o cuando menos igual, que el f'_c del elemento existente (UNDP/UNIDO, 1983), como en el encamisado de vigas o columnas con concreto, o bien, cuando se añaden muros de relleno.

7.4.2 Preparación de la Superficie de los Muros

El éxito o fracaso de cualquier técnica de rehabilitación se basa en asegurar un comportamiento conjunto entre los materiales nuevos y existentes. Así, la preparación de la superficie de contacto adquiere gran importancia. El estudio de la transferencia de esfuerzo cortante a través de la superficie de concreto nuevo y existente indicó que una superficie limpia y con rugosidades de 0.5 mm de profundidad es adecuada para transmitir las fuerzas cortantes (Bass *et al.*, 1988). A la fecha, no se han realizado estudios sobre los esfuerzos de adherencia entre la mampostería y el mortero.

Ante el agrietamiento de los muros de mampostería dañados durante un evento sísmico es necesario retirar los fragmentos y piezas sueltas de las grietas, principalmente en las zonas más dañadas. Se recomienda remover el polvo y las partículas en el interior de las grietas mediante chorro de agua. También puede emplearse en la limpieza de las grietas un cepillo o brocha de cerdas delgadas. No se recomienda utilizar aire a presión por los residuos de aceite que puede contener el tubo. Para fomentar la adherencia entre la mampostería y el recubrimiento de mortero, la superficie de los muros debe estar libre de cualquier acabado (mortero, tirol, yeso, pintura, etc.) (ver Fig. 3.5). Asimismo, la superficie de la mampostería debe estar limpia y con rugosidades del orden de 0.5 mm de profundidad, o mayores. Esta maniobra puede realizarse mediante un martellinado suave.

En este estudio, las grietas inclinadas se rellenaron con mortero común y en zonas muy dañadas con pedacería de tabique (procedimiento muy común en estructuras de mampostería denominado *rajuelo*). Como se describió en el capítulo 4 (sección 4.3.1), el agrietamiento del "rajuelo" ocurrió a una distorsión total de 0.21% ($RI = 0.20\%$). La carga lateral asociada a este fenómeno se denominó V_{gr} y fue igual a 35.6 t (349.2 kN) en el semicíclo positivo y a 36.1 t (354.1 kN) en el semicíclo negativo. Así, el valor de V_{gr} excedió en 21% a la resistencia ante cargas laterales, $V_{R,RDF}$, calculada en el inciso 2.3.3 (ver Capítulo 2). De esta manera, se debe realizar este procedimiento antes de la colocación de la malla de alambre. Previo a la colocación del recubrimiento de mortero, las caras exteriores de los muros de mampostería se saturaron para evitar que absorbieran agua de la mezcla (ver Fig. 3.11). Esta maniobra puede realizarse algunos minutos antes de la colocación del mortero, verificando que los poros de las piezas se encuentren totalmente saturados.

El mortero del recubrimiento correspondió a una mezcla de cemento-arena con proporción 1:4 en volumen y el espesor del recubrimiento fue de 2.5 cm. Este espesor resultó adecuado para que la malla de alambre quedará totalmente embebida en la mezcla. El empleo de un espesor menor a 2.5 cm puede provocar que los alambres de la malla queden expuestos a la intemperie y ser susceptibles a la corrosión. La resistencia a la compresión promedio del mortero fue de 102 kg/cm^2 (10.0 MPa) y correspondió a un mortero del tipo I, según lo sugiere la norma respectiva (DDF, 1987b) (ver Apéndice A). Se sugiere que la calidad del mortero utilizado en un proyecto de rehabilitación no sea menor a la empleada en este estudio, para evitar el deterioro del material por efectos de intemperismo y retrasar el aplastamiento y desconchamiento del mismo durante un evento sísmico.

En la construcción de la rehabilitación del modelo original, el mortero se aplicó en forma manual, es decir, "aventando" el mortero con una cuchara de albañil (Fig. 3.16). En base a un estudio costo/beneficio, puede optarse por aplicar el mortero en forma neumática (*shotcrete* o mortero lanzado) en vez de aplicarse manualmente. La evidencia experimental reveló que en muros construidos con ladrillo macizo del tipo artesanal y reparados con el mismo grado de daño, la resistencia en los muros rehabilitados aumentó en 89% cuando se aplicó el mortero en forma manual y en 69% cuando se aplicó mortero lanzado, respecto a los muros originales (Delfín *et al.*, 1991). Es decir, con ambos métodos se alcanzó un incremento en la resistencia a cargas laterales. Sin embargo, en un proyecto masivo de rehabilitación en viviendas multifamiliares, el costo de la mano de obra puede hacer de la aplicación vía neumática del mortero una opción atractiva (Astroza, 1994).

3.4.3 Elementos Confinantes

Las edificaciones a base de muros de mampostería confinada, sometidas a sismos moderados, han exhibido grietas inclinadas en los muros de mampostería. Ante sismos severos, las grietas inclinadas han penetrado en las zonas extremas de los castillos, ocasionando el plegamiento de las varillas longitudinales. En el ensayo del modelo original, las grietas inclinadas incursionaron en los castillos interiores ($RT = 0.34\%$, $RI = 0.42\%$). El daño se extendió hasta 30 cm a partir de los extremos. El deterioro de la resistencia para un nivel de distorsión superior al asociado a la carga máxima dependió de la evolución en el daño de los castillos. También se identificó el desconchamiento del recubrimiento y el fisuramiento de parte del núcleo de concreto. Finalmente, la falla del modelo coincidió con el cizallamiento de los castillos ($RT = 0.35\%$, $RI = 0.42\%$). La importancia de los castillos radica en el confinamiento que proporcionan a los muros de mampostería ya que funcionan como un zuncho, evitando que los muros, al agrietarse, queden totalmente sueltos. Adicionalmente, los castillos contribuyen a mantener la resistencia y aún, a incrementarla después del agrietamiento final (Alcocer *et al.*, 1993c).

En esta investigación, la zona afectada se restauró mediante la sustitución del concreto fracturado por concreto nuevo (ver Fig. 3.12). Previo a la reparación de los castillos interiores, se colocaron dos gatos en posición horizontal para enderezar un poco el refuerzo longitudinal (Fig. 3.7). Se sugiere, en la manera de lo posible, enderezar las varillas que exhiban plegamiento (deformación en "S"). Asimismo, se recomienda restituir los estribos dañados o doblados. Se sugiere reforzar los extremos de los castillos con estribos cerrados a cada hilada o a $d_c/2$ (la que resulte en una menor separación) en una longitud no menor que un sexto de su altura libre, $4d_c$, ni que 40 cm, donde d_c es el peralte del castillo (Díaz y Vázquez del Mercado, 1995). El refuerzo en los castillos tiene por objeto lograr un comportamiento más estable, una mayor capacidad de deformación para un evento sísmico en

que las deformaciones laterales sean elevadas y para retrasar la incurción del agrietamiento inclinado en los extremos de los castillos.

Con la intención de disminuir la posibilidad de una grieta por contracción por fraguado del concreto fresco y, por consiguiente, la creación de una zona frágil en la junta entre el concreto nuevo y el endurecido, la reparación de los castillos se realizó en dos etapas. En la primera, se colocó el concreto fresco dejando un espacio libre de 8 a 10 cm (Fig. 3.9). En la segunda, se relleno el espacio libre con un concreto seco (cemento:granzón en proporción 1:3 en volumen y baja cantidad de agua) (Fig. 3.10). La mezcla se colocó a presión a través de un orificio (ver Fig. 3.11).

7.4.4 Tipo y Densidad de Anclaje

En esta investigación, la malla de alambre se ancló al muro de mampostería con clavos de 5 cm de longitud y corcholatas comunes. Los clavos se introdujeron en la mampostería alrededor de 4 cm y se doblaron en la "cabeza" para fijar la malla (ver Fig. 3.15). Las corcholatas sirvieron para separar la malla del muro, de modo que se colocara mortero detrás de la malla, y se mejorara la adherencia. El tipo de anclaje utilizado es común en la práctica actual. No obstante, puede omitirse el uso de la corcholata para permitir una longitud de anclaje mayor al clavo y obtener mayor sujeción a la malla de alambre (Pineda, 1995). Cuando se emplean mallas de acero por ambos lados del muro, se ha sugerido sujetar las mallas con alambre corrugado (ver Fig. 7.3) (Delfin *et al.*, 1992). Los alambres se colocan en perforaciones (de diámetro igual a 15 mm) que atraviesan las piezas de mampostería. Las perforaciones pueden se pueden rellenar con mortero de cemento.

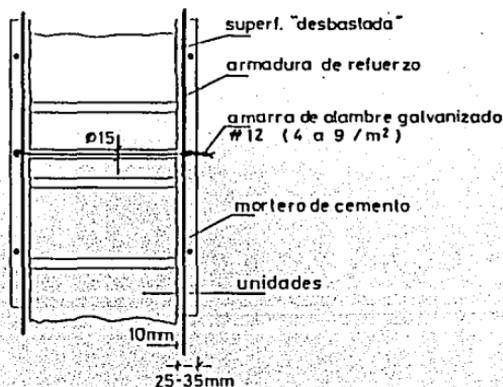


Figura 7.3 Sujeción de Mallas de Acero por Ambos Lados del Muro (Delfin *et al.*, 1992)

A fin de proporcionar mayor sujeción a la malla de alambre, la corcholata puede ser sustituida por una *arandela* metálica, como se muestra en la Fig. 7.4 (Pineda, 1995).



Figura 7.4 Detalle de Clavo y Arandela a Manera de Anclaje (Pineda, 1995)

Para estudiar el efecto del número de anclajes en el comportamiento del muro, en los paneles de la cara Norte se colocaron nueve clavos/m², mientras en los de la cara Sur se usaron seis clavos/m². El patrón final de daño en los paneles de la cara Norte, con nueve clavos/m², exhibió un agrietamiento distribuido de manera uniforme. En los paneles de la cara Sur, con seis clavos/m², el agrietamiento fue menos uniforme y con tendencia a concentrarse sobre la diagonal del tablero. Adicionalmente, un número mayor de anclajes permitió alcanzar la mayor eficiencia en los alambres horizontales de la malla dispuesta en la cara Norte (73% en los semiciclos positivos y 76% en los negativos) respecto a la cara Sur. Al comparar los mismos paneles (Este y Oeste) de cada muro, se observó 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 (sección 4.3.2, Capítulo 4).

7.4.5. Disposición de la Malla de Alambre

El número de anclajes citado correspondió únicamente a la mampostería. Los bordes de la malla se anclaron a los castillos y dalas mediante clavos y corcholatas adicionales. La longitud total de la malla sólo llegó al paño de los castillos. Se sugiere que la malla de alambre de la vuelta a los castillos, con la finalidad de proporcionar mayor confinamiento a los muros de mampostería. Los castillos, dala y malla de alambre funcionan como un zuncho que evita que los muros, una vez iniciado el agrietamiento inclinado, queden totalmente sueltos.

En ocasiones se ha recurrido a colocar la malla de alambre en un ángulo de 45° respecto a la horizontal, con la intención de controlar el agrietamiento por tensión diagonal en la mampostería y lograr mayor eficiencia en los alambres. Para fines de diseño se ha supuesto que los esfuerzos en los alambres son constantes en la altura e iguales al esfuerzo nominal de fluencia del acero. De esta manera, la participación total de los alambres es directamente proporcional a la cuantía de acero, al esfuerzo nominal de fluencia y al área transversal del muro, de acuerdo a la expresión

$$V_s = p_s f_s A_T$$

donde V_s es la fuerza cortante resistida por el acero horizontal, p_s es la cuantía de refuerzo dispuesto a 45° , f_s es el esfuerzo de fluencia especificado en el acero, y A_T es el área bruta de la sección transversal del muro. Sin embargo, si se acepta que las deformaciones en los alambres son proporcionales a la anchura de las grietas inclinadas, que siguen la diagonal del panel, es necesario corregir la no uniformidad en la distribución de los esfuerzos mediante un factor de eficiencia η , similar al empleado en este estudio. Debe recordarse que el uso de esta disposición involucra cortar la malla de alambre y, por ende, aumenta el desperdicio, aumentando el costo de la rehabilitación.

De acuerdo al criterio de diseño adoptado en este estudio (sección 3.3, Capítulo 3), sólo se requirió colocar malla de alambre por un lado para obtener el nivel de recuperación estructural deseado. En caso de ser necesario, puede evaluarse la resistencia a cargas laterales que proporciona colocar la malla de alambre por ambos lados. Sin embargo, no se recomienda concentrar en pocos muros la resistencia requerida para una estructura sometida a un proceso de rehabilitación. Existe la posibilidad de inducir excentricidades en planta que provoquen torsiones indeseables durante un evento sísmico. Por economía, se puede colocar la malla de alambre y el recubrimiento de mortero en las fachadas exteriores de los inmuebles, ya que su colocación en el interior implica la retirar y restituir acabados que pueden ser muy costosos.

7.5 CONSIDERACIONES DE ANALISIS

7.5.1 Desplazamiento Lateral Permisible en Estructuras de Mampostería Confinada

Las edificaciones a base de muros de mampostería confinada, de hasta cuatro o cinco niveles, tienen un periodo de vibración corto (ver Capítulo 6, sección 6.5) proporcional a su gran rigidez inicial. En la ciudad de México, el comportamiento observado y la respuesta sísmica fueron satisfactorios durante los sismos de 1985. Entre los factores que influyeron en el buen comportamiento fueron la sobrerresistencia ante cargas laterales de los muros y la baja respuesta ante este tipo de excitación. Actualmente, en el diseño de estructuras de menos de 13 m, como es el caso de las viviendas unifamiliares de mampostería confinada, sólo se requiere cumplir con un criterio de resistencia. En este caso, si se cumplen los requisitos de regularidad en planta y elevación, es posible aplicar el método estático simplificado (DDF, 1987b). Sin embargo, algunas viviendas multifamiliares de mampostería confinada se encuentran en el límite de aplicabilidad del método simplificado y requieren un análisis más refinado en el cual se requiera revisar los desplazamientos de la estructura.

No obstante, la normatividad actual (DDF, 1987a) no cuenta con límites de desplazamiento lateral consistentes con el nivel de daño observado en las estructuras de mampostería. En el ensaye del modelo original, una vez iniciado el agrietamiento inclinado en los muros de mampostería ($RT = 0.13\%$), ocurrió un drástico deterioro en la rigidez inicial (reducción de un 64%). De acuerdo con la Tabla 1.1, el grado de daño del espécimen original se clasificó como Grave para una distorsión del N1 de 0.50%. De acuerdo al código actual, la distorsión permisible para marcos cuando se dañan elementos no estructurales es de 0.60%. Si se adoptara como criterio este nivel de distorsión permisible, es de esperarse que las estructuras de mampostería exhiban un grado de daño severo, o hasta colapso. En el espécimen original, la resistencia se alcanzó a un nivel de distorsión total de 0.27%

($R/I = 0.32\%$). Para fines de un análisis refinado, se sugiere restringir el nivel de distorsión a 0.30% en cada entrepiso suponiendo una rigidez igual al 20% de la rigidez inicial.

7.5.2 Capacidad de Desplazamiento en Regiones Epicentrales

No obstante, en zonas de terreno firme, con elevadas aceleraciones y características dinámicas del suelo similares al de la estructura (periodo de vibración), el criterio de diseño basado en resistencia puede resultar insuficiente y antieconómico. Se requiere que las estructuras de este tipo posean adecuada ductilidad y capacidad de disipación de energía. El rápido deterioro de la rigidez lateral de los muros de mampostería confinada, al incursionar en el rango inelástico (ver Capítulo 6, sección 6.5.3), requiere aumentar la capacidad de desplazamiento adicional, aceptando un deterioro gradual de la resistencia. En la Fig. 7.5 se muestran los registros sísmicos y el espectro de respuesta elástico, para 2% de amortiguamiento crítico, correspondientes a dos regiones epicentrales de terreno duro (Hyogo-95 y Lloilleo-85) y a uso en terreno blando (SCT-85) (Flores, 1995). Como se observa en las Figs. 7.5a y 7.5b, las estructuras con un periodo cercano a 0.4 s se ven sometidas a aceleraciones superiores a 2.5g. En contraste, las edificaciones ubicadas en la zona blanda de la ciudad de México, con este periodo de vibración, presentan aceleraciones 10 veces menores que las localizadas en terreno firme (Fig. 7.5c). De esta manera, las edificaciones de mampostería confinada ubicadas en zonas de terreno firme serán más vulnerables ante eventos impulsivos y con un periodo dominante del suelo bajo. En caso de incursionar en el rango de comportamiento inelástico, es necesario proveerlas de adecuada ductilidad además de la resistencia ante cargas laterales.

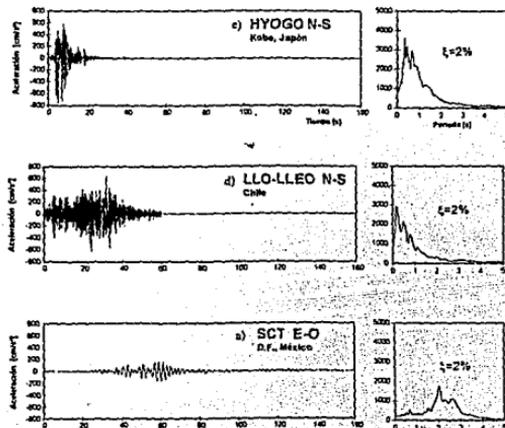


Figura 7.5 Diferentes Tipos de Acelerogramas y Espectros Elásticos de Respuesta (Flores, 1995)

7.5.3 Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas

La normatividad vigente en la ciudad de México, toma en cuenta la respuesta inelástica de las edificaciones a partir de una disminución en las fuerzas sísmicas de diseño, mediante un *factor de reducción por comportamiento sísmico, Q* (DDF, 1987d). El factor Q depende del tipo de estructuración, materiales constitutivos y el periodo fundamental de vibración. La moderada capacidad de desplazamiento disponible para estructuras de mampostería, se incluyó en los factores de comportamiento sísmico, Q , cuando se utiliza el método estático, y en los coeficientes sísmicos reducidos de diseño cuando se emplea el método simplificado (DDF, 1987d). Los coeficientes sísmicos reducidos contemplan la no-linealidad del tipo de pieza empleada. Actualmente, la reglamentación sísmica no cuenta con especificaciones para el rediseño de estructuras dañadas; sólo recomienda emplear el Q asociado al sistema estructural que tome más del 50% de las cargas laterales (DDF, 19887d). No obstante, la resistencia y rigidez adicional que aportan los métodos más comunes (Sugano, 1992), así como la dificultad constructiva para proporcionar detalles dúctiles no ha justificado adoptar factores de reducción por ductilidad superiores al de la estructura original empleándose, conservadoramente, la ductilidad disponible en el método de rehabilitación seleccionado.

La respuesta de sistemas de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico y 5% de amortiguamiento inicial, sin degradación de resistencia y/o rigidez para cualquier nivel de ductilidad, y su relación con la respuesta elástica fue estudiada por Newmark y Hall (1973). De esta manera, para tener en cuenta la respuesta inelástica de un sistema estructural, a partir de un espectro de diseño elástico, se definió un *factor de reducción de fuerzas sísmicas, R* . En estructuras flexibles con periodo largo e intermedio, en el rango de velocidad o desplazamiento constantes, el factor R puede asumirse igual a la ductilidad disponible, μ . Para estructuras rígidas con periodo corto, en el rango de aceleraciones constantes, la relación entre el factor K y la ductilidad disponible se puede establecer a partir de considerar igualdad entre la energía absorbida por los sistemas elástico y plástico. En la Fig. 7.6 se muestra el concepto del factor de comportamiento, R . Sin embargo, estudios posteriores indicaron que un deterioro de rigidez sin pérdida de resistencia, como el mostrado por los modelos original y rehabilitado, redujo los coeficientes para obtener la relación entre la respuesta elástica e inelástica (Al-Sulaimani y Roesset, 1986).

De acuerdo a la Fig. 7.7, la respuesta del modelo rehabilitado cambio de parcial a completamente dúctil, aun cuando la rigidez inicial fue inferior al modelo original. A partir de la ductilidad disponible μ (ver Capítulo 6, sección 6.7), en ambos modelos se obtuvieron factores de comportamiento, R . Los valores de R fueron cercanos a 1.7 y 2.5 para el modelo original y rehabilitado, respectivamente. Se consideraron los valores de μ obtenidos a partir del perfil de desplazamientos, así como los valores para un nivel de desplazamiento correspondiente a la resistencia de ambos modelos. Así, el uso de R como el factor de comportamiento sísmico Q , puede significar una reducción en las fuerzas sísmicas de diseño. Los valores de R para el nivel de distorsión correspondiente al estado final de daño fueron de 2.0 y 2.7 para el espécimen original y el rehabilitado, respectivamente. Para este nivel de distorsión, la resistencia había disminuido en 28% y 34% en el espécimen original y rehabilitado, respectivamente.

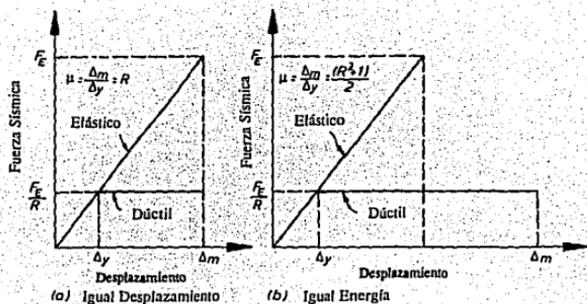


Figura 7.6 Concepto de Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas, K (Paulay y Priestley, 1992)

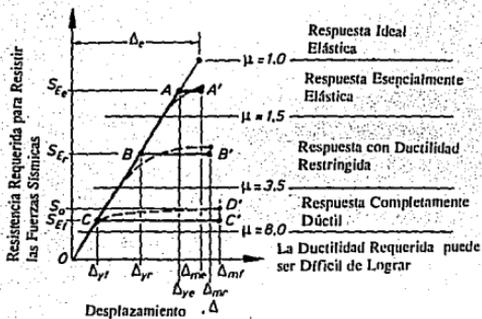


Figura 7.7 Relación Cualitativa entre Resistencia y Ductilidad (Paulay y Priestley, 1992)

CAPITULO 8

RESUMEN Y CONCLUSIONES

8.1 RESUMEN DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

Se llevó a cabo un programa experimental para evaluar la rehabilitación estructural, mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero, de un modelo tridimensional de dos niveles, a escala natural, de mampostería confinada con un grado de daño severo. El espécimen original (modelo 3D) y el rehabilitado (modelo 3D-R) fueron ensayados en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED. El modelo original fue diseñado siguiendo la normatividad vigente en el Distrito Federal para este tipo de estructuras y construido según la práctica tradicional para representar un sistema acoplado de muros longitudinales de mampostería confinada, cada muro con dos paneles de diferente relación de aspecto. Los paneles estaban ligados con un sistema dala-losa de concreto. En el modelo rehabilitado se empleó una malla de acero, que es un refuerzo prefabricado con alambres lisos estirados en frío, unidos entre sí en forma perpendicular por resistencia eléctrica generando mallas oblongas. La variable en estudio fue el número de anclajes en cada muro longitudinal (9 y 6 amarres/m²). Las estructuras fueron ensayadas ante cargas laterales cíclicas alternadas aplicando una historia de carga predeterminada. Para simular el efecto de la carga gravitacional (carga viva y muerta), las pruebas se aplicaron bajo carga vertical constante.

8.2 CONCLUSIONES

A partir del análisis de los resultados obtenidos del modelo rehabilitado se desarrollaron las siguientes conclusiones:

1. La técnica de rehabilitación empleada en este estudio permitió distribuir el agrietamiento de la planta baja en forma uniforme, lo cual contrasta con el patrón de daño observado en la prueba anterior. El patrón final de daño en los paneles de la cara Norte, con nueve clavos/m², exhibió un agrietamiento distribuido de manera uniforme, mientras en los paneles de la cara Sur, con seis amarres/m², el agrietamiento fue menos uniforme y con tendencia a concentrarse sobre la diagonal del tablero. En el modelo original, el daño se concentró en el N1 y fue caracterizado por el agrietamiento inclinado en la mampostería.
2. El modo de falla en el modelo 3D-R fue dominado por las deformaciones por corte. La participación de la flexión fue significativa hasta el tercer ciclo ($RT = 0.15\%$, $RI = 0.14\%$). Es interesante notar que después de ocurrir el fisuramiento de las grietas que habfan sido "rajueleadas" ($RT = 0.20\%$, $RI = 0.21\%$), la influencia del cortante aumentó a una tasa casi constante hasta una distorsión total de 0.42% ($RI = 0.46\%$) dado que la malla de alambre funcionó como un zuncho que evitó que aumentara la anchura de las grietas.
3. El comportamiento global del modelo 3D-R se estudió a partir de las curvas carga lateral-distorsión. Tanto en el comportamiento total como del nivel 1, las curvas guardan simetría para ambas direcciones de carga, distinguiéndose una etapa elástica hasta el segundo ciclo ($RT = 0.05\%$, $RI = 0.04\%$). Los lazos histeréticos no muestran estrangulamiento cerca del origen, aún para ciclos a

distorsiones elevadas. El comportamiento fue estable, sin exhibir notable reducción de resistencia hasta una distorsión total de 0.75% ($RI = 0.94\%$).

4. La resistencia del modelo 3D-R fue 1.64 veces, en promedio, la medida en el modelo 3D, permitiendo grandes desplazamientos antes de ocurrir el deterioro en su capacidad ante cargas laterales. El espécimen rehabilitado alcanzó su resistencia a una distorsión total de 0.75% ($RI = 0.94\%$), que fue 2.5 veces el nivel de desplazamiento asociado a la resistencia del espécimen original ($RT = 0.30\%$, $RI = 0.36\%$). Debe notarse que la capacidad ante cargas laterales a una distorsión total de 0.67% ($RI = 0.60\%$) correspondió al 98% de la resistencia.

5. Tanto en el espécimen original como en el rehabilitado, la resistencia ante cargas laterales calculada con la normatividad vigente (DDF, 1987b), y considerando un factor de reducción de resistencia unitario, fue superada por la obtenida en los ensayos de laboratorio en 1.36 y 2.32 veces, respectivamente.

6. La eficiencia de los alambres horizontales, en su participación a la resistencia, varió con el nivel de distorsión y la relación de aspecto de los paneles. El refuerzo alcanzó su máxima eficiencia (64%) a una distorsión total de 0.75% ($RI = 0.94$). Para una distorsión total de 0.60% ($RI = 0.67\%$) se calculó una eficiencia promedio para los dos muros de 44%.

7. La rehabilitación mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero permitió recuperar 2/3 de la rigidez inicial, K_o , y 6.7 veces la rigidez remanente, K_r , del modelo 3D. A pesar de que la tendencia parabólica en la degradación de la rigidez fue similar en ambos especímenes, la cantidad y el tipo de refuerzo retrasó la formación prematura de un "piso suave" en la estructura, inclusive hasta un nivel de distorsión considerado como excesivo para estructuras de mampostería confinada.

8. El modelo 3D-R disipó una mayor cantidad de energía total que el modelo 3D. En el primer nivel, el espécimen rehabilitado disipó la misma cantidad de energía acumulada final del espécimen original (para $RT = 0.35\%$ y $RI = 0.50\%$) hasta el ciclo 14 (con $RT = 0.60\%$ y $RI = 0.67\%$), alcanzando a disipar dos veces la cantidad de energía de la estructura original.

9. La ductilidad equivalente de desplazamiento para ambos modelos se obtuvo a partir del perfil de desplazamientos impuesto y de la envolvente de la respuesta cortante - basal, total y del primer nivel. Para el 3D-R, los valores obtenidos con el primer criterio excedieron en 2.4 veces los calculados con el segundo criterio. Considerando la historia de desplazamientos impuesta, la ductilidad calculada fue igual a 2.5 y 4.4 para el 3D y 3D-R, respectivamente. Con estos valores y siguiendo la regla de Newmark y Hall (1973) para estructuras con bajos periodos de vibración, se calcularon los factores de reducción de fuerzas sísmicas R que fueron iguales a 2 y 2.5, respectivamente.

10. Con la intención de evitar una pérdida brusca en la capacidad ante cargas laterales y garantizar un comportamiento estable, la distorsión total máxima permisible y del NI en estructuras a base de muros de mampostería confinada rehabilitados con malla de acero del tipo utilizado es del orden de 0.6% y 0.67%, respectivamente.

11. El uso de corcholata y clavo a manera de anclaje resultó adecuado. Sin embargo, su eficiencia disminuyó al iniciarse el desconchamiento del recubrimiento de mortero ($RT = 0.42\%$, $RI = 0.46\%$), atribuido a la poca adherencia entre el clavo y la mampostería.

12. Con base en el análisis de resultados de la prueba del modelo 3D-R, se puede afirmar que la estructura rehabilitada tuvo una respuesta satisfactoria. Así, el comportamiento observado sugiere que la rehabilitación de estructuras de mampostería confinada mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero representa una opción técnicamente adecuada.

8.3 RECOMENDACIONES

Con base en las consideraciones de evaluación, construcción y diseño desarrolladas a partir de las experiencias en etapa constructiva y el comportamiento observado, así como de las conclusiones obtenidas se presentan las siguientes recomendaciones.

1. Para fines de una evaluación aproximada de estructuras de mampostería confinada dañadas por sismo, se sugiere utilizar las Tablas 7.1 y 7.2. El empleo de estas tablas permite asociar la anchura de las grietas y el grado de daño de los paneles de mampostería con el nivel de deterioro de las propiedades estructurales (resistencia y rigidez).

2. Para fines de diseño, una buena aproximación a la resistencia ante cargas laterales de una estructura rehabilitada con malla de alambre y recubrimiento de mortero, V_n , estaría dada por la relación

$$V_n = V_{rm} + \sum (\eta_h V_{zm} + 2V_{ds})$$

siendo

$$V_{rm} = V_{R,RDP} = (0.5 v^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 v^* A_T$$

$$V_{zm} = \frac{a_{zh} f_y d}{s_h} \eta_h$$

$$V_{ds} = 0.25 A_s f_s$$

donde

- V_n es la resistencia nominal a cortante de una estructura rehabilitada con mallas de acero;
- V_{rm} es la contribución de la mampostería a la resistencia a cortante;
- V_{zm} es la contribución de los alambres horizontales a la resistencia a cortante;
- V_{ds} es la contribución del mecanismo de dovela del refuerzo longitudinal;
- v^* es el esfuerzo cortante de diseño, sobre área bruta;
- A_T es el área bruta de la sección transversal del muro;

P	es la carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga;
η_h	es el factor de eficiencia de los alambres horizontales;
a_h	es el área de los alambres horizontales separados una distancia s ;
f_{yh}	el esfuerzo nominal de fluencia de los alambres de la malla;
d	es el peralte efectivo del muro, igual a la distancia entre el centroide del refuerzo longitudinal del castillo y la fibra a compresión extrema;
A_s	es el área total del refuerzo longitudinal en un castillo; y
f_s	es el esfuerzo nominal de fluencia en el refuerzo longitudinal.

Se sugiere considerar la capacidad remanente, $V_{m,r}$, de una estructura de mampostería confinada igual a la resistencia al agrietamiento inclinado señalado en la normatividad vigente (DDF, 1987b), empleando un factor de reducción de resistencia unitario y una resistencia de diseño a cortante de 3.5 kg/cm^2 (0.34 MPa). En general, se sugiere el relleno de las grietas principales en la superficie de la mampostería con mortero común y en zonas muy dañadas con pedacería de tabique. Para evaluar la contribución de los alambres horizontales se propone usar un factor de eficiencia η_h de 0.5. Para tener en cuenta las incertidumbres inherentes al proceso constructivo, participación de los mecanismos resistentes, eficiencia de la malla, etc., se recomienda emplear un factor de reducción de resistencia, F_R . De manera conservadora, puede emplearse un valor de F_R igual a 0.8.

3. Considerando la compatibilidad de resistencias, rigideces y capacidades de deformación de los muros reforzados y no-reforzados en la misma planta, se sugiere que los muros rehabilitados tomen un alto porcentaje de la fuerza cortante actuante, V_R . Por ejemplo, la resistencia a cortante lateral estaría dada por la siguiente relación

$$V_R \leq \alpha \sum V_{malla} + \beta \sum V_{sin\ malla}$$

donde V_R es la fuerza cortante actuante, $\sum V_{malla}$ es la capacidad ante cargas laterales proporcionada por los muros de mampostería rehabilitados con malla de alambre y recubrimiento de mortero, calculada con el criterio propuesto en este estudio, $\sum V_{sin\ malla}$ es la resistencia a cargas laterales de los muros de mampostería sin refuerzo, calculada con las expresiones de la normatividad actual (DDF, 1987b) y α y β son los porcentajes de la fuerza cortante actuante que deben resistir los muros rehabilitados con mallas de acero y sin rehabilitar, respectivamente. En forma conservadora, se puede adoptar un valor de α igual a 0.8 y β igual a 0.2. Sin embargo, es necesario desarrollar estudios para verificar la validez de esta propuesta

4. Para fines constructivos, se sugiere retirar los fragmentos y piezas sueltas de la superficie de mampostería, principalmente en las zonas más dañadas. Se recomienda remover el polvo y las partículas en el interior de las grietas mediante chorro de agua. Alternativamente, puede emplearse en la limpieza de las grietas un cepillo o brocha de cerdas delgadas.

5. Para fomentar una adecuada adherencia entre la mampostería y el recubrimiento de mortero, la superficie de los muros debe estar libre de cualquier acabado (mortero solo o en forma de tirol, yeso, pintura, etc.) y se debe saturar antes de aplicar el mortero.

6. En caso de encontrarse dañados los castillos (por ejemplo, con desconchamiento del recubrimiento y parte del núcleo de concreto, plegamiento de las varillas longitudinales, etc.) se recomienda reparar localmente la zona afectada mediante la sustitución del concreto fracturado con concreto nuevo, y enderezar los plegamientos de las varillas.

7. El tipo de anclaje utilizado para sujetar la malla (corcholata y clavo) resultó adecuado. A fin de proporcionar mayor sujeción a la malla de alambre, la corcholata puede ser sustituida por una arandela metálica. En caso de requerir mallas de acero por ambos lados del muro, en la Fig. 6.2 se ilustró una alternativa técnicamente adecuada.

8. Con la intención de distribuir el agrietamiento en forma uniforme y de obtener un comportamiento estable con amplia disipación de energía, se recomienda utilizar una densidad mínima de anclajes de 9 clavos/m².

9. Se sugiere que los bordes de la malla se sujeten a los castillos y dadas mediante anclajes adicionales. En lo posible, debe buscarse que la malla de alambre rodee a los castillos.

8.4 INVESTIGACIONES PROPUESTAS

A la luz del procedimiento constructivo y el comportamiento observado del espécimen de mampostería confinada rehabilitado con malla de alambre y recubrimiento de mortero, así como el análisis de resultados y las conclusiones obtenidas, se sugieren los siguientes temas para complementar el conocimiento en el área de la rehabilitación de estructuras de mampostería confinada que han sido dañadas por sismo:

Reparación

- a) Estudiar el efecto de un aumento en la cuantía de los alambres horizontales, p_h , en el comportamiento ante cargas laterales, en particular en sus propiedades en el rango de comportamiento inelástico (deterioro de rigidez y resistencia, capacidades de disipación de energía y deformación).
- b) Estudiar el efecto y la eficiencia de distintos tipos de anclajes alternos (clavo sin corcholata, clavo con arandela, alambre recocido, etc.) para adosar la malla a la mampostería.
- d) Continuar con el estudio de las propiedades mecánicas remanentes (resistencia y rigidez) del espécimen original y su influencia en la rehabilitación.
- c) Estudiar la participación de la acción de dovela del refuerzo longitudinal en los castillos como mecanismo resistente a cortante. Se sugiere un estudio experimental con especímenes que representen la esquina castillo-mampostería y reproducir la incursión de las grietas inclinadas a manera de provocar el plegamiento (deformación en "S") de las varillas longitudinales.
- d) Estudiar el efecto de un aumento en la densidad de anclajes en el comportamiento de los muros (por ejemplo, 9 y 16 amarres/m²)

Refuerzo

a) Se sugiere un estudio experimental para evaluar el uso de la malla de alambre y recubrimiento de mortero para el refuerzo de muros de mampostería sin daño previo o que han estado sometidos a la acción de sismos de intensidad moderada. El estudio puede consistir en el ensaye de especímenes aislados ante cargas laterales cíclicas alternadas dividido en dos etapas:

a.1) Aplicación de carga lateral con distorsiones inferiores a 0.13%, para evitar el agrietamiento de la mampostería y su incursión en el rango de comportamiento inelástico. De esta manera, la rigidez lateral habrá sufrido deterioro significativo.

a.2) Refuerzo de los especímenes con grietas inclinadas y su posterior re-ensaye.

Análisis

a) Se sugiere proponer y calibrar un modelo analítico que tome en cuenta el comportamiento inelástico de muros rehabilitados con malla de alambre y recubrimiento de mortero con base en los resultados experimentales. El modelo analítico se puede implantar en un programa de computadora para estudiar el comportamiento no-lineal de estructuras rehabilitadas con esta técnica sometidas a diferentes tipos de excitación.

b) Con base en un modelo analítico para muros de mampostería confinada y muros rehabilitados con malla de alambre, se pueden realizar estudios analíticos con los siguientes objetivos:

b.1) Estudiar la posibilidad de disminuir el área de muros en planta

b.2) Estudiar la factibilidad de construir edificios de mampostería confinada de más de cinco niveles reforzados con mallas de acero en zonas de alta sismicidad.

b.3) Revisar la relación entre la contribución a la resistencia ante cargas laterales en muros reforzados con mallas de acero y sin refuerzo, para tener en cuenta la incompatibilidad en el deterioro de las propiedades estructurales.

REFERENCIAS

1. AHMSA (1987), "Compendio del Manual AHMSA, Construcción en Acero," Altos Hornos de México, S.A. de C.V.
2. Aguila, V., Delfín, F. y Astroza, M., (1988) "Estudio Experimental de Soluciones de Reparación y Refuerzo para Elementos de Albañilería," Universidad de Chile, Publicación SES I 1/88 (221), Santiago, Chile.
3. Alcocer, S.M., Ishibashi, K., León, F., Meli, R., Sánchez, L. y Sánchez, T.A., (1991) "Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada," *Memorias*, IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Manzanillo, Colima, Octubre, V1:4-52 a 4-61.
4. Alcocer, S.M. y Meli, R., (1993a) "Experimental Program on the Seismic Behavior of Confined Masonry Structures," *Proceedings, Sixth North American Masonry Conference*, Drexel University, Philadelphia, Pensilvania, Junio, V2:693-704.
5. Alcocer, S.M., Flores, L. y Sánchez, T., (1993b) "Efecto del Empleo de Dos Tipos de Refuerzo Horizontal en el Comportamiento de Muros de Mampostería Confinada," *Memorias*, X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco, Octubre, pp. 434-431.
6. Alcocer, S.M., Sánchez, T., y Meli, R., (1993c) "Comportamiento ante Cargas Laterales de una Estructura Tridimensional de Dos Niveles a Escala Natural Construida con Mampostería Confinada," *Memorias*, X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica; Puerto Vallarta, Jalisco, octubre, pp. 416-423.
7. Alcocer, S.M., Meli, R., Sánchez, T.A. y Flores, L.E., (1994) "Comportamiento Ante Cargas Laterales de Sistemas de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Grados de Acoplamiento a Flexión," Cuadernos de Investigación, No. 17, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, D.F., julio, pp. 53-76.
8. Alcocer, S.M., (1995) "Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto (II)," *Curso*, Seguridad Sísmica de las Construcciones para Directores Responsables de Obra, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, D.F., febrero, pp. 272-336.
9. Alvarez, J. de J. y Alcocer, S.M., (1994) "Influencia del Refuerzo Horizontal y de la Relación de Aspecto en Muros de Mampostería Confinada," *Memorias*, IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Zacatecas, Zacatecas, 29,30 y 31 de octubre y 1o. de noviembre, V2:815-825.
10. Al-Sulaimani, G.J. y Roesset, J.M., (1985) "Design Spectra for Degrading Systems," *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, V111, No. 12, December, pp 2611-2623.
11. Astroza, M., (1994) Comunicación Personal.

12. Badoux, M.E., (1987), "Seismic Retrofitting of Reinforced Concrete Structures With Steel Bracing Systems," Ph. D. Thesis, The University of Texas at Austin, U.S.A.
13. Bass, R.A., Carrasquillo, R.L. y Jirsa, J.O., (1988) "Shear Transfer Across New and Existing Concrete Interfaces," ACI Structural Journal, Vol. 86, No. 4, July-Aug., pp 383-393.
14. Clough, R. y Penzien, J., (1975) "Dynamics of Structures," McGraw-Hill Kogakusha, LTD, 664 pp.
15. Delfín, F., Aztroza, M., Aguila, V. y Sepúlveda, L., (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, Abril.
16. Delfín, F., Aztroza, M., Aguila, V. y Cortés, R., (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, Octubre, pp 119-123.
17. Díaz, R. y Vázquez del Mercado, R., (1995) "Comportamiento de Muros de Mampostería Confinada Reforzados Horizontalmente," Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, Mexico, D.F., 215 pp.
18. Departamento del Distrito Federal, (1987a) Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., julio, 73 pp.
19. Departamento del Distrito Federal, (1987b) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., noviembre, 21 pp.
20. Departamento del Distrito Federal, (1987c) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., noviembre, 73 pp.
21. Departamento del Distrito Federal, (1987d) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., noviembre, 21 pp.
22. Flores, L., (1995) "Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada," Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, Mexico, D.F., 106 pp.
23. Gere, J., y Timoshenko, S., (1986) "Mecánica de Materiales," Grupo Editorial Iberoamericano, Segunda Edición, México, D.F., 825 pp.
24. Hernández B., O., (1981) "Procedimientos de Reparación de Estructuras Dañadas por Sismo" (Primera Etapa), Proyecto de Investigación No. 0731, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

25. Hidalgo, P., Lüders, C. y de la Llera, J.C., (1991), "Diseño y Recuperación de Edificios Estructurados con Muros," Pontificia Universidad Católica de Chile, Publicación DIE No. 91-2, Santiago, Chile.
26. Iglesias, J., Aguilar, J., Mota, O. y Terán, A., (1987) "Intensidad del Sismo de 1985 en la cd. de México," Revista IMCYC, vol. 25, No. 193, México, D.F., junio.
27. Iglesias, J., Robles, F., de la Cera, J. y González, O.M., (1988) "Manual de Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería," Primera Edición, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, México, D.F.
28. Lüders, C. e Hidalgo, P., (1986) "Influencia del Refuerzo Horizontal en el Comportamiento Sísmico de Muros de Albañilería Armada", Cuartas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Viña del Mar, Chile, V2:H-139 a H-158.
29. Kahn, L.F., (1984) "Shotcrete Retrofit for Unreinforced Brick Masonry," *Proceedings, Eight World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, U.S.A, V6:583-590.
30. Maldonado, N.G., y Olivencia, L., (1993) "Techniques Used to Repair Seismic-Resistant Masonry Walls," *Proceedings, Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, V9: 5389-5394.
31. Meli, R., (1975) "Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería," Serie Azul No. 352, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, abril, pp. 141.
32. Meli, R., (1994) "Mampostería Estructural. La Práctica, la Investigación y el Comportamiento Sísmico Observado en México," Cuadernos de Investigación, No. 17, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, D.F., julio, pp. 3-24.
33. Murià, D., (1991) "Efectos de Interacción Suelo-Estructura en Edificios de Mampostería," *Symposium Internacional, Seguridad Sísmica en la Vivienda Económica*, JICA-CENAPRED, México, febrero, pp.
34. Murià, D. y González, R., (1994) "Propiedades Dinámicas de Edificios en la Ciudad de México," Proyecto de Investigación No. 4514, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, septiembre, 22 pp.
35. Park, R. y Paulay, T. (1988) "Estructuras de Concreto Reforzado," Cuarta Reimpresión, Editorial Limusa, 796 pp.
36. Paulay, T. y Priestley, M.J.N., (1992) "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," First Edition, John Wiley & Sons, Inc., 744 pp.
37. Pineda, J. A., (1995) "Comportamiento ante Cargas Laterales de Muros de Mampostería Confinada Reforzados con Malla Electrosoldada," Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, en proceso de publicación.

38. Terán, A., (1987) "Review of Repair Techniques for Earthquake Damaged Reinforced Concrete Buildings," M.Sc. Thesis, University of Texas at Austin, U.S.A, 112 pp.
39. Sánchez, T., (1995) "Comportamiento de Estructuras de Mampostería Confinada Sujetas a Cargas Laterales," Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, en proceso de publicación.
40. San Bartolomé, A., (1990) "Albañilería Confinada," Colección del Ingeniero Civil, Libro 4, Colegio de Ingenieros Civiles del Perú. Lima, diciembre, pp. 35-55.
41. Seible, F. e Igarashi, A., (1991) "Full Scale Testing of Masonry Structures Under Simulated Seismic Loadings," J. Donea and P.M. Jones (eds.), Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering, Netherlands, pp. 119-148.
42. Seible, F., *et al.*, (1992) "The U.S. - TCCMAR 5-Story Full-Scale Masonry Research Building Test", Report No. TR-92/01, University of California at San Diego, 42 pp.
43. Sheppard, P., Terceelj, S., (1980) "The Effect of Repair and Strengthening Method for Masonry Walls," Proceedings, Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Estambul, Turkey, pp. 255-262.
44. Sugano, S., (1992) "Research and Design for Seismic Retrofit of Existing Buildings in Japan," International Symposium on Earthquake Disaster Prevention, National Center for Disaster Prevention (CENAPRED), Mexico city, Mexico. V2:91-106.
45. UNDP/UNIDO, (1983) "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick Masonry Buildings," RER/79/015, Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Regions, Volume 5, ONU, Industrial Development Programme, Viena, Austria.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Dr. Roberto Meli Piralla la oportunidad de haber colaborado y desarrollar este trabajo en el Centro Nacional de Prevención de Desastres. Gracias por una etapa tan basta en experiencias, nunca la olvidaré.

Un sincero agradecimiento al Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro por aceptar ser mi director de tesis. La gufa del Dr. Alcocer en la elaboración y el desarrollo de este trabajo es ampliamente reconocida.

Agradezco al Dr. Arturo Tena, M. Sc. Enrique del Valle y Dr. Oscar Hernández los comentarios y sugerencias vertidos hacia este trabajo.

La participación y ayuda que recibí durante la etapa constructiva de la rehabilitación y el ensaye del modelo 3D-R por parte de Pablo Olmos, José Antonio Zepeda, Adolfo Peña, Leonardo Flores y Juan Manuel Velazco fue un factor muy importante para el desarrollo de este estudio experimental.

La dedicación de Martín Rodríguez y Jesús Aguayo durante la construcción de la rehabilitación es sinceramente agradecida.

Un reconocimiento y agradecimiento a Tomás Sánchez, Oscar López, Gerardo Aguilar, Arnulfo Ramírez, Jesús Álvarez y Rafael Vázquez del Mercado por su colaboración durante el ensaye del modelo 3D-R.

Agradezco profundamente la amistad y el apoyo incondicional que siempre me ha brindado la familia Hernández Rodríguez (Guillermo, Victor, Victor padre, Rafaela y Luz María). De todos y cada uno de sus miembros he conocido diferentes facetas de amistad. Es correspondida.

Un especial reconocimiento a las familias Ruiz y García que siempre me han demostrado un gran afecto y sincero aprecio. Mis tíos, primos y sobrinos son un gran apoyo en mi vida.

Un agradecimiento muy especial a Oscar López Bátiz, Carlos Gutiérrez y Tomás Sánchez quienes gracias a sus palabras de ánimo colaboraron a finalizar esta meta. Gracias a su apoyo, sin él y mis Padres no hubiera escrito estas líneas.

Gracias a mis amigos, ustedes saben quienes son.